



Voies navigables et constructions hydrauliques

Notes de cours destinées aux étudiants de la 2^{ème} année du Master en
Ingénieur Civil des Constructions

Auteurs : Prof. P.RIGO, ir. V.HERBILLON

ANNEE ACADEMIQUE 2010-2011

Introduction

Les notes de cours suivantes s'adressent aux étudiants de la 2^{ème} année du Master en Ingénieur Civil des Constructions de l'Université de Liège (*).

Elles sont le fruit de diverses collaborations avec des personnes expertes dans leur domaine d'activités. De la sorte, nous espérons offrir aux étudiants un vaste aperçu du monde des voies navigables et des constructions hydrauliques. À la fin de chaque chapitre se trouvent les références des documents ayant servi à sa rédaction. De la sorte, les étudiants désireux de recueillir des informations supplémentaires disposent de sources pertinentes sur les thèmes abordés.

Ces notes de cours, bien que fort complètes, ne sont pas exhaustives. Elles constituent un complément au cours théorique dispensé par le professeur Philippe Rigo ainsi que par certains intervenants extérieurs. Elles exposent les concepts fondamentaux dans les domaines abordés au cours : écluses de navigation, barrages mobiles, ouvrages anti crue et barrières marées tempêtes, barrages fixes ainsi que les passes à poissons, la gestion des boues de dragage, les centrales hydroélectriques, etc.

L'assimilation de ces chapitres et la résolution de cas concrets lors des travaux pratiques permettront aux étudiants de maîtriser le domaine des voies navigables et des ouvrages hydrauliques avant d'entrer dans le monde professionnel.

Je remercie Monsieur Vincent Herbillon pour son aide pour l'élaboration de ces notes.

Professeur Philippe Rigo

ANAST, ULG

Liège, septembre 2010

() L'usage de ces notes est uniquement didactique. Elles ne peuvent pas être reproduites (vu notamment le copyright sur diverses photos et images).*

Table des matières

1. Les voies navigables	1-1
1.1 Transport par voie d'eau	1-3
1.2 Alimentation en eau des voies navigables	1-8
1.3 Références	1-12
2. Les barrages mobiles	2-1
2.1 Généralités	2-1
2.2 Structures fixes	2-3
2.2.1 Culées	2-3
2.2.2 Piles	2-4
2.2.3 Radier	2-5
2.3 Bouchures anciennes des barrages mobiles	2-7
2.3.1 Barrage à aiguilles	2-7
2.3.2 Barrage à poutrelles	2-8
2.3.3 Barrage à hausses	2-9
2.3.4 Vanne toit	2-10
2.3.5 Vanne cylindrique	2-11
2.3.6 Vanne secteur	2-12
2.4 Bouchures modernes des barrages mobiles	2-13
2.4.1 Vanne levante	2-13
2.4.2 Vanne clapet	2-22
2.4.3 Vanne segment	2-26
2.4.4 Vanne gonflable	2-34
2.4.5 Vanne gonflable avec volets métalliques	2-43
2.5 Fonctionnement hydraulique des barrages mobiles	2-49
2.6 Analyse multicritère	2-56
2.7 Sollicitations	2-64
2.8 Problématique des sous-pressions	2-70
2.9 Problèmes d'érosion	2-73
2.9.1 Erosion externe	2-73
2.9.2 Erosion interne	2-76
2.10 Force portante, glissement et renversement	2-77
2.10.1 Force portante	2-77
2.10.2 Glissement	2-79
2.10.3 Renversement	2-79
2.11 Construction d'un barrage mobile	2-80
2.11.1 Choix de l'implantation	2-80
2.11.2 Phasage des travaux	2-81
2.12 Préfabrication	2-83
2.13 Standardisation	2-98
2.13.1 Concept	2-98
2.13.2 Eléments standardisables	2-99
2.13.3 Gains en terme de réalisation, d'exploitation et de maintenance	2-101
2.14 Maintenance	2-104
2.14.1 Maintenance et maintenabilité	2-104
2.14.2 Analyse des modes de défaillance et de leur criticité	2-106
2.14.3 Opérations de maintenance	2-107
2.14.4 Systèmes de maintenance	2-108

2.15 Références	2-109
3. Les barrières anti-tempêtes et de protection	3-1
3.1 Rôle	3-1
3.2 Exemple de protection contre les inondations le long de l'Escaut en Flandre	3-2
3.3 Application de l'analyse du risque : l'arbre de ruine d'une barrière anti-tempête	3-3
3.4 Esthétique	3-5
3.5 Divers types de barrières anti-tempêtes	3-6
3.6 Analyse multicritère	3-13
3.7 Références	3-15
4. Les passes à poissons	4-1
4.1 Généralités	4-1
4.2 Les passes à poissons à la montaison	4-3
4.2.1 Généralités	4-3
4.2.2 Positionnement d'une passe à poissons	4-5
4.2.3 Types de passes à poissons	4-9
4.3 Les passes à la dévalaison	4-14
4.4 Entretien	4-15
4.5 Passes à canoës	4-16
4.6 Références	4-17
5. Les centrales hydroélectriques	5-1
5.1 Principe de fonctionnement	5-1
5.2 Types de turbines	5-2
5.3 Choix d'une turbine	5-6
5.4 La cavitation	5-8
5.5 Aspect économique	5-10
5.6 Références	5-10
6. Les écluses de navigation	6-1
6.1 Généralités	6-1
6.2 Principes de base pour la conception d'une écluse	6-8
6.3 Opérations de sasement	6-23
6.3.1 Les dispositifs de sasement	6-25
6.3.2 Les dispositifs de sasement modernes	6-30
6.3.3 Prises et rejets d'eau	6-32
6.3.4 Equations générales de sasement	6-33
6.4 Types de portes	6-39
6.4.1 Portes busquées	6-39
6.4.2 Portes planes franchissant en une seule volée la largeur de l'écluse	6-48
6.4.3 Portes segment	6-52
6.4.4 Portes à cylindres	6-53
6.4.5 Portes clapet	6-53
6.4.6 Technologies récentes	6-54
6.4.7 Calcul des bordages plans	6-56
6.5 Les vannes de sasement	6-60
6.5.1 Vanne levante	6-60
6.5.2 Vanne segment	6-62

6.5.3 Vanne papillon	6-63
6.6 Problèmes d'étanchéité et d'érosion de la fondation des écluses – sécurité	6-64
6.7 Analyse multicritère	6-70
6.8 Bajoyers, radier, têtes	6-72
6.8.1 Conception du sas et des têtes d'écluses	6-73
6.8.2 Types de structures pour les sas	6-76
6.8.3 Radier général	6-78
6.8.4 Bajoyers et radiers construits séparément	6-80
6.8.5 Sollicitations internes du sas à radier résistant	6-82
6.8.6 Méthodes de calcul des radiers résistants sur sol rigide	6-88
6.9 Ecluses pour fortes chutes	6-107
6.9.1 Sas simple	6-107
6.9.2 Les échelles d'écluses	6-115
6.10 Economie d'eau et bassins d'épargne	6-116
6.10.1 Echelles d'écluses indépendantes	6-117
6.10.2 Ecluses jumelles	6-117
6.10.3 Ecluses à bassins d'épargne	6-118
6.10.4 Moyens spéciaux pour le franchissement de très hautes chutes en économisant l'eau	6-124
6.11 Préfabrication	6-134
6.12 Standardisation	6-135
6.13 Maintenance	6-136
6.14 Intrusion d'eau saline	6-142
6.15 Références	6-149
7. Les boues de dragage	7-1
7.1 Législation	7-2
7.2 Pré-traitement des boues de dragage	7-4
7.3 Traitement des boues de dragage	7-9
7.4 Références	7-9
8. La protection des berges	8-1
8.1 Types d'évolution des berges	8-1
8.2 Facteurs d'évolution	8-3
8.3 Solution d'aménagement de berges	8-6
8.4 Techniques de protection des berges	8-9
8.5 Conception d'une technique de protection des berges	8-15
8.6 Références	8-21
9. Les barrages fixes	9-1
9.1 Types de barrages	9-1
9.1.1 Barrage poids	9-2
9.1.2 Barrage voûte	9-4
9.1.3 Barrage à contreforts	9-5
9.2 Etapes de construction	9-7
9.3 Sollicitations agissant sur les barrages	9-11
9.4 Barrages en terre et enrochement	9-13
9.4.1 Le barrage en terre	9-15
9.4.2 Le barrage en enrochement	9-17

9.5 Calcul et conception des barrages par les méthodes des éléments finis	9-18
9.6 Rupture	9-36
9.7 Références	9-39
10. Les structures flottantes	10-1
10.1 Principes élémentaires d'équilibre	10-1
10.1.1 Principe d'Archimède	10-1
10.1.2 Types d'équilibre et grandeurs principales relatifs au flotteur	10-2
10.1.3 Effet d'un déplacement de poids sur la stabilité	10-4
10.1.4 Conditions pour qu'une poutre homogène à section rectangulaire puisse flotter horizontalement	10-5
10.2 Calcul de la flexion longitudinal d'une poutre de structure flottante	10-8
10.3 Références	10-18
11. La résistance à l'avancement	11-1
11.1 Résistance à l'avancement des bateaux en eau illimitée	11-1
11.2 Résistance en eau limitée en profondeur et non en surface	11-4
11.3 Résistance en canal	11-5
11.4 Résistance à l'avancement en section limitée	11-6
11.4.1 Calcul de la vague primaire	11-6
11.4.2 Introduction de la vitesse limite	11-9
11.4.3 Estimation de la vitesse limite	11-11
11.4.4 Calcul de la résistance à l'avancement en section limitée	11-12
11.4.5 Formules empiriques	11-20
11.4.6 Essais sur modèles	11-24
11.4.7 Conclusions	11-25
11.5 Références	11-25
Annexe : Méthode de Gorbunov-Posadov	

1 Les voies navigables¹

Les voies navigables doivent être aménagées et entretenues afin de pouvoir remplir leurs multiples rôles. Dans certains cas, elles sont entièrement artificielles. On parle alors de canaux. Ceux-ci relient entre eux les bassins de rivières ou de fleuves qui ne communiquent pas naturellement. Ils permettent aussi de desservir des aires géographiques stratégiques. Trois fleuves passent sur le territoire belge : la Meuse, l'Escaut et l'Yser. Par ailleurs, on recense près de 80 rivières ainsi qu'une multitude de ruisseaux (cours d'eau de longueur < 18km et/ou de très faible débit).

La Belgique dispose d'un réseau de voies navigables d'une densité exceptionnelle (figure 1.1 et figure 1.2). Ainsi, pour la seule Région wallonne, plus de 450 km de voies sont utilisés couramment pour la navigation commerciale. Ces voies représentent un carrefour essentiel du réseau européen en relation directe avec les grands pôles portuaires maritimes (installations d'Anvers, Gand, Zeebrugge et Rotterdam).

Un système de classification des voies navigables a été établi sur base des dimensions maximales des bateaux admis à naviguer (figure 1.6).

Le terme plus général de "voies hydrauliques" désigne l'ensemble des voies navigables et des dépendances: ouvrages d'art, équipements, aménagements, terrains,... nécessaires à leur fonctionnement. Parmi ces dépendances, les infrastructures de transbordement utilisées par les ports constituent l'interface indispensable entre le transport par eau et les autres modes de transport.

Sur les canaux (absence de courant), il n'y a pas de barrages mobiles. Sur les rivières ou fleuves navigables, on trouve sur un même site, un barrage mobile visant à réguler le niveau d'eau (voir chapitre 2), constitué en général de plusieurs pertuis ainsi que d'une écluse (voir chapitre 6) permettant le passage des bateaux. Ces deux ouvrages d'art sont fréquemment séparés par une île (figure 1.3). Comme nous l'aborderons plus loin dans ces notes de cours, on retrouve parfois également une centrale hydroélectrique (voir chapitre 5) et un système permettant le franchissement des obstacles par les poissons (voir chapitre 4). On peut parfois trouver également une passe à kayaks.

Les cours d'eau charrient des sédiments, plus ou moins pollués, qui se déposent dans le fond du lit. Il convient de draguer les chenaux de façon à garantir un tirant d'eau suffisant pour le passage des bateaux. De même les préoccupations environnementales conduisent à traiter les boues de dragage et à les valoriser si possible (voir chapitre 7). Les berges des voies navigables, quant à elles, doivent être dimensionnées afin de garantir la stabilité et d'éviter des problèmes tels que les infiltrations. Le chapitre 8 traite de ces aspects.

¹ Ce chapitre est en grande partie basé sur le séminaire donné par Monsieur Jacques Hacourt (Ingénieur aux Voies Hydrauliques du SPW et collaborateur scientifique à l'ULG) dans le cadre du cours de voies navigables (ULG-ANAST).



Figure 1.1 Carte européenne des voies navigables

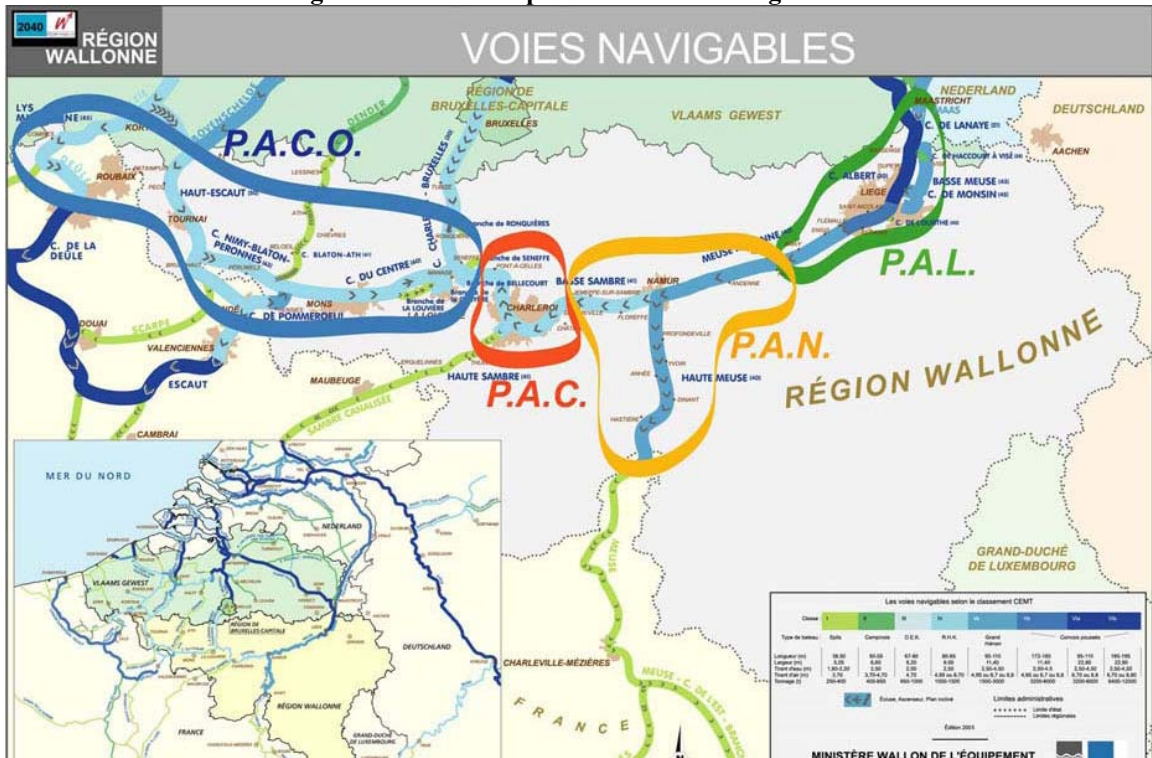


Figure 1.2 Réseau des voies navigables en Région wallonne [2]



Figure 1.3 Vue aérienne de l'écluse et du barrage de Grand Courant (Haute Sambre)²

1.1 Transport par voie d'eau

Le transport fluvial comporte de nombreux atouts : il est fiable, rapide, ponctuel, écologique et économique.

Depuis quelques années, l'on assiste à un regain d'intérêt pour le transport fluvial dont le potentiel de développement est considérable (figure 1.4). La route étant saturée et le rail ayant de grandes difficultés à accroître sa capacité de transport de fret, la voie d'eau apparaît de plus en plus comme la solution d'avenir (figure 1.5).

Tout au long des voies navigables, des installations modernes, publiques ou privées, sont aménagées pour le chargement, le déchargement et le stockage des cargaisons.

Il reste encore bien des surfaces disponibles le long de la voie d'eau et bien des possibilités intéressantes pour les investisseurs. En Wallonie, la Direction de la Promotion des Voies Navigables et de l'Intermodalité peut servir d'intermédiaire entre ceux-ci et les propriétaires - la Région wallonne, les Ports autonomes ou les intercommunales de développement économique.

² © Service Public de Wallonie

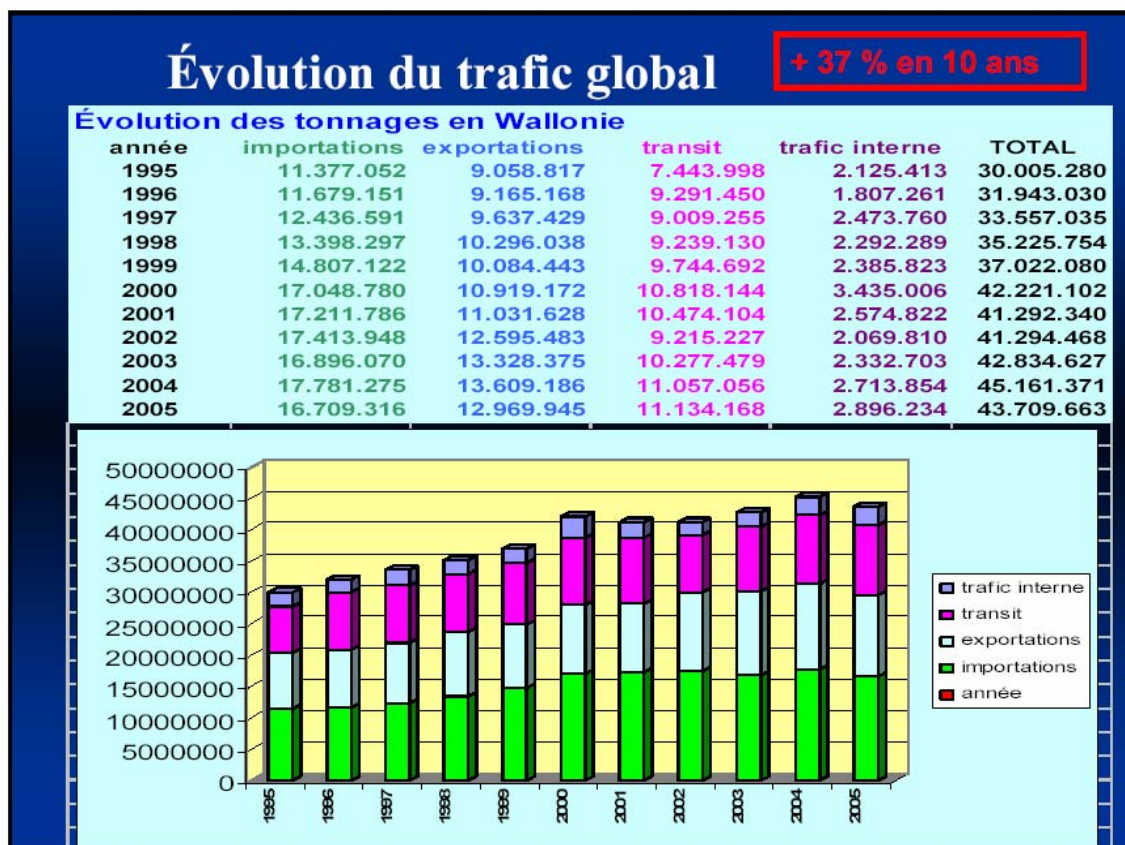


Figure 1.4 Evolution du trafic par voie fluviale en Wallonie [2]

Répartition modale (2004)

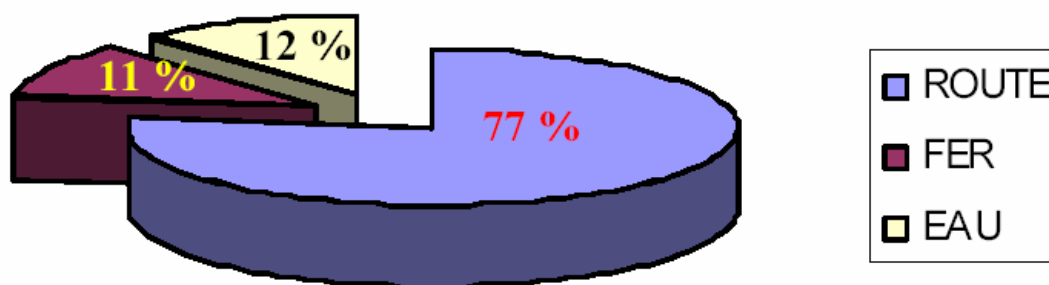


Figure 1.5 Importance des modes de transport en Belgique (2004) [2]

Le réseau des voies navigables wallonnes est composé, à plus de 80 %, de rivières et canaux de classe IV ou supérieure (accessibles aux bateaux de 1350 tonnes et plus). Ceci permet l'usage d'unités performantes à coûts réduits. Il constitue, entre la France, l'Allemagne et les Pays-Bas, un maillon essentiel du réseau fluvial européen qui compte plus de 30.000 kilomètres de voies navigables. La figure 1.6 montre les différentes caractéristiques des bateaux de navigation intérieure.

Chapitre 1 - Les voies navigables

Classe CEM T	Type	Lon- gueur	Lar- geur	Tiran t d'eau	Ton- nage	Hauteur sans ballast		jaugeage (t)		tirant d'eau	poids à vide
		(m)	(m)	(m)	(t)	cabine démontée	avec cabine	1er cm	dernier cm	à vide (m)	(t)
I	Spits	38,90	5,05	2,20 2,50	300 390	3,30/3,80	4,00/4,70	1,76	1,86	0,40/0,50	70
	Sambrésien	47,00	5,05	2,50	450	3,15/4,70	3,90/5,25	2,10	2,25	0,40/0,50	85
II	Campinois	50,00	6,60	2,50 2,60	600 630	4,00	5,00	2,90	3,10	0,45/0,55	155
		55,00	6,60	2,60	670	4,00	5,20	3,10	3,40	0,50/0,60	165
		55,00	7,20	2,60	700	4,00/5,00	5,00/6,25	3,30	3,80	0,55/0,60	175
		67,00	7,20	2,60	900	4,40	5,45	4,15	4,55	0,50/0,60	210
III	D.E.K.	67,00	8,20	2,50 2,60	1000 1050	4,00/4,60	5,00/6,00	4,70	5,00	0,55/0,65	230
		73,00	8,20	2,70	1150	4,15/4,90	5,20/6,50	5,20	5,60	0,55/0,65	255
IV	R.H.K.	80,00	9,50	2,50 2,80	1350 1500	4,30/4,70	5,40/6,85	6,50	7,00	0,55/0,65	500
Va	Gd-Rhénan	95,00	11,50	2,70	2000	6,00	7,45	9,00	9,50	0,55/0,65	500
		100,00	12,00	2,80	2050						
	Barge Eur1 Convoi 2b	54,50 ±130	9,50 9,50	3,00 3,00	1250 2500						
Vb VIb	Barge Eur2 Convoi 2b Convoi 4b	76,50 ±180 ±180	11,40 11,40 22,80	3,50 3,50 3,50	2250 4500 9000						

Figure 1.6 Caractéristiques des bateaux de navigation intérieure [2]

La figure 1.7 met en exergue l'évolution de la taille des bateaux au fil des ans et du développement économique de la voie d'eau.

La sécurité est un des atouts majeurs du transport fluvial. Comparé aux autres modes de transport, les risques d'accident de navigation sont extrêmement limités, ce qui rend le transport fluvial de marchandises dangereuses très attractif et, selon des études récentes, 100 à 300 fois plus sûr que le transport routier.

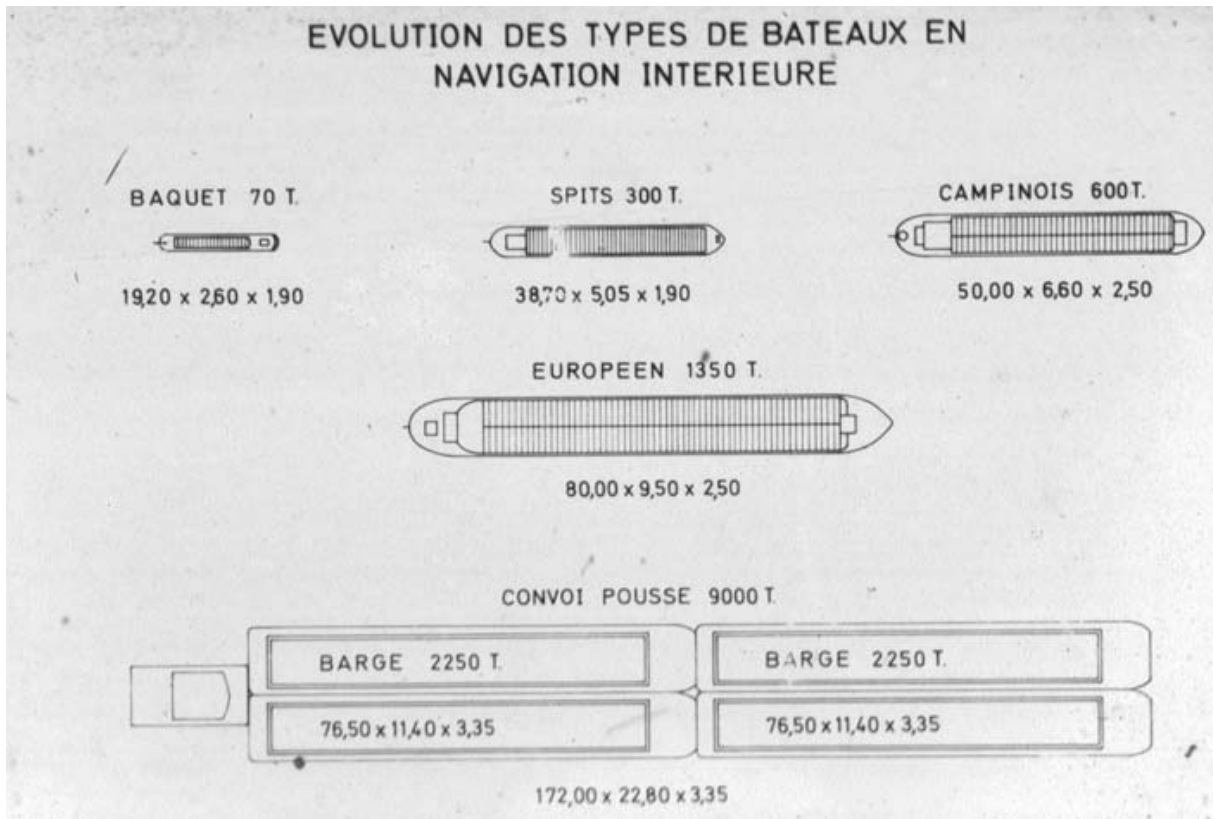


Figure 1.7 Evolution des types de bateaux en navigation intérieure [2]

Le matériel de navigation a fortement évolué ces dernières années. Aujourd'hui, des bateaux modernes, de tous types et de toutes dimensions, équipés des dernières technologies en matière de télécommunication et d'appareils d'aide à la navigation (radars, pilotes automatiques, GPS, cartes de navigation électroniques, ordinateurs de bord, moteurs d'étrave, etc.) permettent de répondre aux attentes les plus diverses des chargeurs.

Tout peut être transporté par bateau et manutentionné dans les ports, grâce à du matériel adéquat, du plus simple au plus spécialisé.

Le conteneur permet de transporter les marchandises les plus variées. Il est l'unité de transport intermodal par excellence. Il est le complément idéal d'un transport fluvial pour effectuer le pré- ou le post-acheminement entre le lieu de départ ou d'arrivée, situé en dehors de la voie d'eau, et la plateforme multimodale où les barges porte-conteneurs assurent la liaison avec les ports maritimes.

Sur le plan du respect de l'environnement, le transport fluvial induit nettement moins de nuisances que le transport routier. Grâce à des moteurs plus propres et plus performants, le transport fluvial peut clairement faire partie des solutions à mettre en œuvre pour atteindre les objectifs fixés par le protocole de Kyoto (figure 1.8). Des études convergentes ont montré que le transport fluvial permettait une réduction de la consommation d'énergie de 3 à 6 fois par rapport au transport routier et une réduction de l'émission de CO₂ de l'ordre de 60 grammes par tonne-kilomètre transportée. Compte tenu du nombre de tonnes-kilomètres effectuées en Wallonie pendant un an, cela équivaut à une économie de plus de 100.000 tonnes de CO₂.




TYPE DE TRANSPORT			
consommation réduite	oui	oui	oui
nombre d'accidents réduit	+/-	non	oui
respect des sites aménagés	non	non	oui
absence de pollution sonore	non	non	oui
absence de pollution de l'atmosphère	oui	non	oui
protection de la faune	non	non	oui
compatibilité avec les activités de loisir et de tourisme	non	non	oui

Figure 1.8 Le bateau est un moyen de transport écologique [2]

Les coûts externes induits par le transport fluvial sont les plus bas parmi tous les modes de transport. Ces coûts externes sont dus à la pollution, aux embouteillages, aux accidents, aux frais d'infrastructure, au bruit, à l'effet climatique et sont à charge de la société dans sa globalité puisqu'ils ne sont pas compris dans le prix de transport.

Le "Just in time"³ est un facteur déterminant dans le choix du mode de transport. Le transport fluvial ne subit pas les encombrements et les restrictions de la circulation routière ou les limites du chemin de fer. Grâce à une bonne programmation et à une coordination efficace entre chargeurs, affréteurs et transporteurs, les marchandises arrivent à bon port, dans les temps. Ce respect des délais est un atout important du transport fluvial (figure 1.9).

En outre, le bateau peut servir de stock flottant, soit avant, soit après un voyage. Aujourd'hui, il est impératif d'adapter les voies navigables à l'évolution du trafic, en les adaptant aux gabarits européens. De grands travaux sont en cours en Europe pour moderniser ou créer de nouvelles voies navigables, comme le projet Seine Nord (France). Ce canal est le chaînon manquant entre les bassins de la Seine et du Nord-Pas de Calais. En intégrant le bassin de la Seine au réseau fluvial européen, ce nouveau canal (106 km) lèvera ce goulet d'étranglement et formera un corridor de fret à grand gabarit (bateaux jusqu'à 4400 t) depuis Le havre jusqu'à Dunkerque et au Benelux.

³ Le Just-in-Time, appelée aussi « flux tendu » consiste à réduire au minimum le temps de passage des produits à travers les différentes étapes de leur élaboration, de la matière première à la livraison des produits finis.

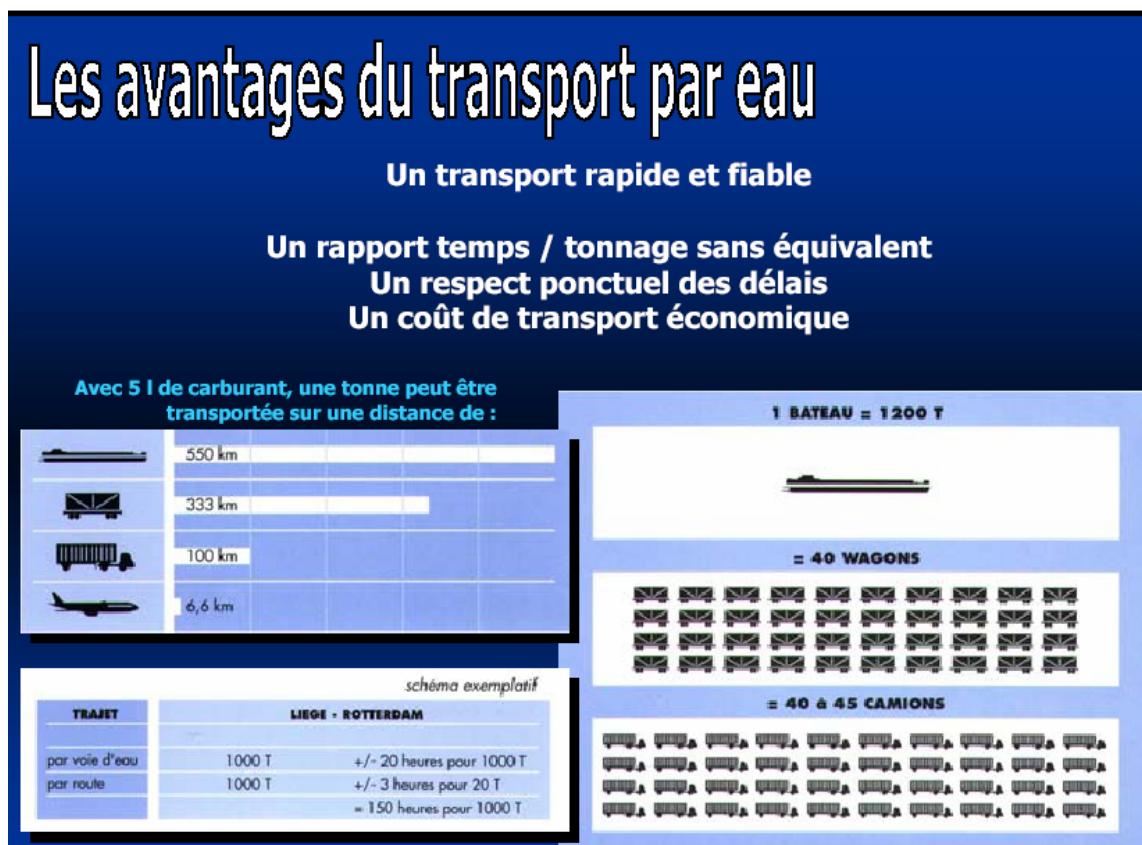


Figure 1.9 Avantage économique du transport par eau [2]

1.2 Alimentation en eau des voies navigables

À l'époque de la création des voies navigables, l'économie de la ressource en eau n'était pas une préoccupation majeure. Dans un premier temps, on a essayé de trouver des réserves d'eau ou bien de les créer via des cheminements parfois longs et complexes.

Après l'aménagement des rivières pour l'usage de la navigation, la volonté est apparue d'établir des communications entre les bassins fluviaux, pour s'affranchir des dangers et des délais des communications maritimes.

En effet la liaison entre deux vallées implique le franchissement d'un point haut entre deux rivières navigables situées dans des bassins différents et la création d'un bief navigable enjambant la ligne de partage des eaux : le canal de jonction. Une succession de plans d'eau horizontaux séparés par des écluses constitue l'escalier d'eau du canal de jonction (figure 1.10).

Le bief le plus élevé s'appelle le « bief de partage », parce que les eaux se séparent entre les deux versants. Il alimente en eau l'une ou l'autre vallée par gravité à chaque sassée. Le maintien d'un niveau pour la navigation nécessite de disposer d'une ressource en eau suffisante pour compenser les volumes perdus. C'est alors une véritable machine hydraulique qui doit être mise en place dans et sur la topographie des bassins voisins pour capter, stocker et acheminer dans ces zones plus élevées la ressource disponible.

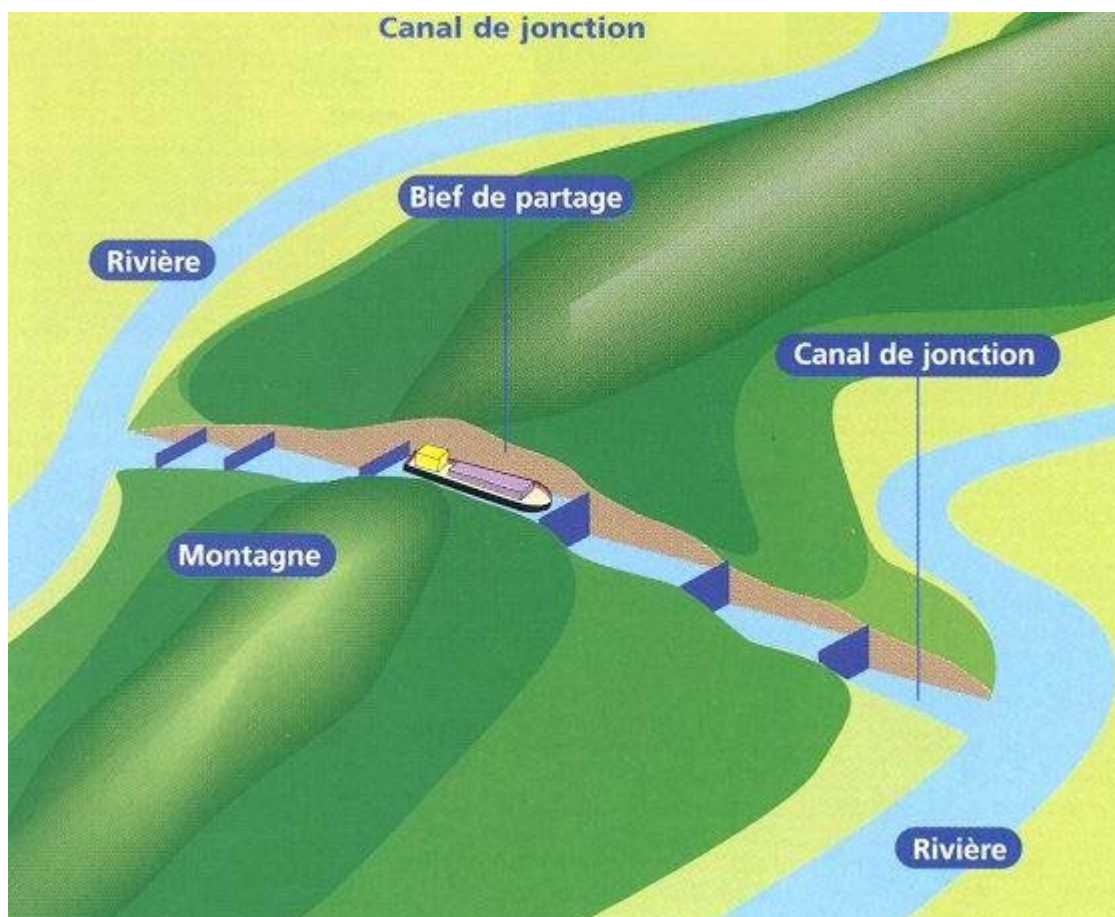


Figure 1.10 Canal de jonction [1]

L'alimentation en eau d'un canal est à l'origine de systèmes complexes et hétérogènes de captage et de dérivation des ressources en eau voisines du tracé de la voie navigable. Des années de pratique de ces systèmes sont nécessaires pour en apprécier convenablement le bon usage, qui permet d'assurer la navigation idéalement même dans les périodes de pénurie d'eau. L'optimisation de la ressource en eau s'appuie sur la connaissance empirique acquise par le personnel qui a la charge du fonctionnement hydraulique des systèmes d'alimentation.

Conçus initialement pour les seuls besoins de la navigation intérieure, les systèmes d'alimentation en eau des canaux visent principalement le maintien du mouillage garanti pour le passage des bateaux, y compris dans les périodes de pénurie d'eau.

Leur rôle devient donc crucial pendant les mois secs de l'année, quand ils constituent la seule ressource, limitée et temporairement non renouvelable ; cependant leur gestion doit être optimisée pendant toute l'année, pour capter le maximum d'eau lorsqu'elle est disponible et la stocker convenablement en l'attente de son utilisation.

L'eau est un bien commun de la nation. L'alimentation en eau des voies navigables, par le fait des stockages d'eau, des dérivations des cours d'eau, des éclusées, a un impact fort sur le milieu aquatique. En effet, en ralentissant le courant, en piégeant les sédiments, en ne laissant dans le cours d'eau qu'un débit résiduel parfois très faible, en provoquant des variations intenses de débit, l'alimentation des voies navigables perturbe le cycle naturel de l'eau des rivières ressources.

Des contraintes peuvent co-exister avec les usages de la navigation intérieure. La répartition des consommations de la ressource en eau de la France (figure 1.11) montre que les activités industrielles et agricoles consomment une part importante de la ressource en eau disponible et que, à l'opposé, navigation et plans d'eau de loisirs consomment peu d'eau relativement aux autres usages.

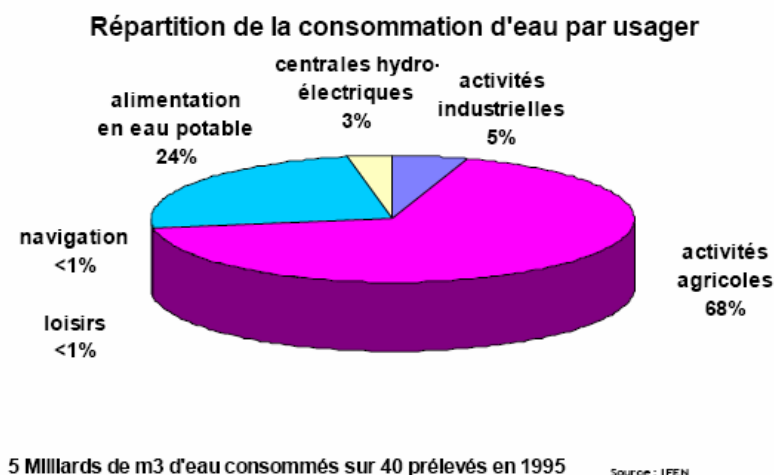


Figure 1.11 Répartition des consommations d'eau en France [1]

Ainsi, non seulement l'alimentation en eau potable des populations riveraines de la voie navigable ne doit pas être menacée par le fonctionnement du canal, mais la réserve d'eau accumulée en différents points du système d'alimentation est parfois vue, par les gestionnaires de réseau, comme une ressource potentielle d'appoint pour l'alimentation en eau potable.

Par nature, le bief de partage, qui pose le problème le plus crucial au niveau de l'alimentation en eau d'une voie navigable, se situe au voisinage d'un point haut de la topographie.

Il coupe une ligne de partage des eaux et ne dispose donc que d'un bassin versant naturel très restreint. De même, il est rare que la nappe phréatique soit assez élevée dans la topographie du site pour alimenter un bief de partage, même lorsque celui-ci est creusé à dessein à une cote très inférieure à celle de la ligne de partage. Il est donc impératif d'agrandir artificiellement l'éventail des ressources mobilisables.

Le diagnostic des ressources mobilisables pour le canal se fonde sur l'estimation quantitative des apports hydriques naturels, sur les moyens de leur interception dans le cycle de l'eau et de leur stockage en hauteur, puis de leur acheminement vers le canal.

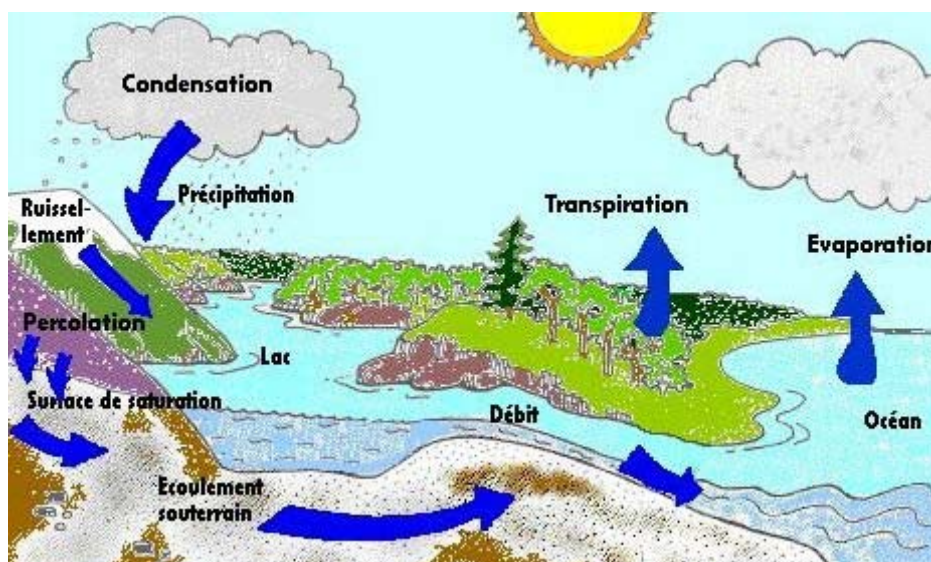


Figure 1.12 Cycle de l'eau [1]

Si on considère les précipitations comme point de départ du cycle de l'eau (figure 1.12), on n'a pas de peine à percevoir que la ressource hydrique dévalant les pentes devient rapidement inutilisable pour les portions des canaux situées dans les parties amont des bassins versants.

On appelle bassin versant la région drainée par un cours d'eau donné et ses affluents à l'intérieur de laquelle les eaux précipitées s'écoulent en surface et en souterrain et convergent vers une sortie appelée exutoire. Ainsi, le bassin versant d'un tronçon de cours d'eau donné contient les sous-bassins versants de ses affluents. D'autre part, le bassin versant d'un tronçon donné contient tous les sous bassins-versants de la partie amont du cours d'eau dont il fait partie.

La « ligne de partage » (des eaux) désigne la ligne topographique de crête qui sépare deux bassins versants. Toute goutte d'eau qui tombe d'un côté de cette ligne ruisselle vers son bassin versant, mais en aucun cas ne ruisselle vers le bassin versant de l'autre côté de cette ligne.

Evidemment, plus le point d'exutoire – par exemple, au niveau de notre canal – est choisi en altitude et plus le bassin versant dont il récupère les eaux est petit. Or, la surface de ce bassin va être directement responsable de la quantité d'eau pluviale interceptée.

Notions de transferts hydriques

On englobe sous le terme de précipitations toutes les eaux qui tombent à la surface de la terre, tant sous forme liquide (pluie, bruine) que solide (neige, grêle, grésil). L'eau tombée sous forme de liquide (pluie) ou de solide (grêle, neige) constitue les précipitations atmosphériques. La rosée ou les brouillards forment les précipitations occultes et ne contribuent que faiblement au bilan hydrique.

Les précipitations ne vont pas immédiatement rejoindre un cours d'eau. Il faudra un certain temps de concentration pour qu'une chute de pluie brute en un point donné du bassin versant provoque l'apparition d'un débit à l'exutoire. Au début, l'infiltration et l'humidification des sols limitent généralement le ruissellement. On définit la pluie efficace comme la différence entre la pluie brute et l'évaporation, ce qui correspond également au cumul de l'infiltration et du ruissellement.

L'alimentation d'un canal peut être assurée par des prises d'eau sur les cours d'eau interceptés par le tracé du canal et échelonnées sur toute sa longueur. Les cours d'eau peuvent même être détournés temporairement, empruntant quelques biefs de canal avant de retrouver leur lit naturel. La majorité de ces prises d'eau n'est exploitable qu'en période pluvieuse ; certaines permettent une alimentation continue pendant toute l'année.

Les ruisseaux et rivières dont les variations échappent au contrôle, voire même à la prévision, jouent un rôle très important et comptent dans les apports alimentant le canal car ils concentrent les eaux des bassins versants à proximité de celui-ci. Ils interviennent dans le bilan en tant qu'« apports non contrôlés ».

Les cours d'eau qui sont entièrement détournés dans un ou plusieurs biefs avant d'être restitués au milieu naturel servent aussi à évacuer le trop plein du canal par l'intermédiaire d'un ouvrage tel qu'un déversoir. En effet, les fortes pluies peuvent faire monter le niveau du canal et le déversoir permettra alors de faire passer cette eau excédentaire dans la rivière par simple surverse.

Pour pouvoir alimenter le canal, la prise d'eau sur la rivière doit évidemment être en surplomb du canal (écoulement gravitaire). L'ouvrage de prise d'eau est constitué d'une ou plusieurs vannes, ouvertes à la demande.

1.3 Références

Le §1.1 est en grande partie basé sur le séminaire donné par Monsieur Jacques Hacourt (Ingénieur aux Voies Hydrauliques du SPW et collaborateur scientifique à l'ULG) dans le cadre du cours de voies navigables (ULG-ANAST).

[1] *Alimentation en eau des voies navigables*, Guide CETMEF, 2002.

[2] *Exploitation des Voies Navigables – gestion du réseau fluvial wallon*, Séminaire de Jacques Hacourt (SPW-Liège), 2008.

[3] <http://voies-hydrauliques.wallonie.be/opencms/opencms/fr/promotion/transport/index.html>

2 Les barrages mobiles

2.1 Généralités

Dans les cours d'eau navigables, sauf exception, la construction de barrages fixes ne peut être envisagée : la flottaison varierait trop fortement en fonction du débit (mouillage insuffisant en période d'étiage si la crête est trop basse). Il y aurait relèvement du plan d'eau lors des périodes de hautes eaux avec réduction excessive du tirant d'air sous les ponts, les crues seraient aggravées de façon inadmissible pour les riverains.

Pour pallier à ces inconvénients, on construit des barrages mobiles permettant, par leur manœuvre, de régler le niveau de la retenue et d'assurer des flottaisons quasi permanentes malgré les fluctuations du débit. De plus, en périodes de crues, ils s'effacent presque complètement et entravent l'écoulement des eaux au minimum. La constitution d'une série de barrages mobiles dans une rivière délimite une succession de biefs dans lesquels on peut envisager une régularisation du niveau. L'objectif à atteindre est celui d'assurer à la navigation des conditions de confort aussi longtemps que possible dans une année en stabilisant au mieux niveaux et vitesses. C'est seulement en période exceptionnelle que le trafic est interrompu.

Les manœuvres effectuées sur une série de barrages installés en cascade doivent être coordonnées judicieusement sous peine de provoquer artificiellement de fortes oscillations du débit. Ces variations brutales du débit sont néfastes, tant d'un point de vue économique qu'écologique. En effet, de nombreuses infrastructures ne peuvent être pilotées efficacement que si le débit du fleuve évolue de manière progressive comme il le ferait naturellement (selon une dynamique quasi naturelle). C'est le cas par exemple des stations de captage d'eau potable ou des équipements de refroidissement des centrales de production électrique.

Aménagements indispensables à l'exploitation de la voie d'eau, les barrages mobiles remplissent aussi d'autres fonctions participant à la régulation complexe de la ressource en eau et, plus largement, à l'aménagement du territoire : alimentation en eau, protection contre les inondations, maintien des équilibres écologiques, production d'énergie, loisirs, ...

Les fonctions principales d'un barrage mobile sont les suivantes :

- navigation commerciale : garantir un mouillage et un tirant d'air suffisants ;
- réserve d'eau potable : pouvoir diriger un volume d'eau vers les villes ;
- production d'énergie : maintenir une chute suffisante ;
- tourisme et loisirs : permettre la pêche, les sports nautiques, ... ;
- alimentation en eau : garder un niveau minimum, conserver un volume d'eau pouvant être pompé, ... ;
- usage industriel : assurer l'alimentation d'une prise d'eau, assurer un débit minimal ;
- irrigation ;
- protection des berges : limiter les instabilités des berges en diminuant les surpressions hydrauliques et les gradients hydrauliques dans les sols, éviter l'érosion des berges en limitant la vitesse dans le bief ;

- protection contre les inondations : rester sous un certain niveau pour protéger les riverains;
- environnement : permettre la survie de la faune et de la flore (assurer l'oxygénation de l'eau via un débit minimal, etc.) ;
- création ou sauvegarde d'un plan d'eau : insertion de l'ouvrage dans son environnement.

Les parties fonctionnelles d'un ouvrage sont :

- La fondation ;
- Les piles et les culées ;
- Le système de bouchure ;
- Les organes de manœuvre ;
- Les autres équipements du barrage ;
- Le contrôle/commande ;
- Les dispositions à la maintenance ;
- Les éléments de sécurité.

La figure 2.1 montre les principaux éléments de la structure d'un barrage mobile.

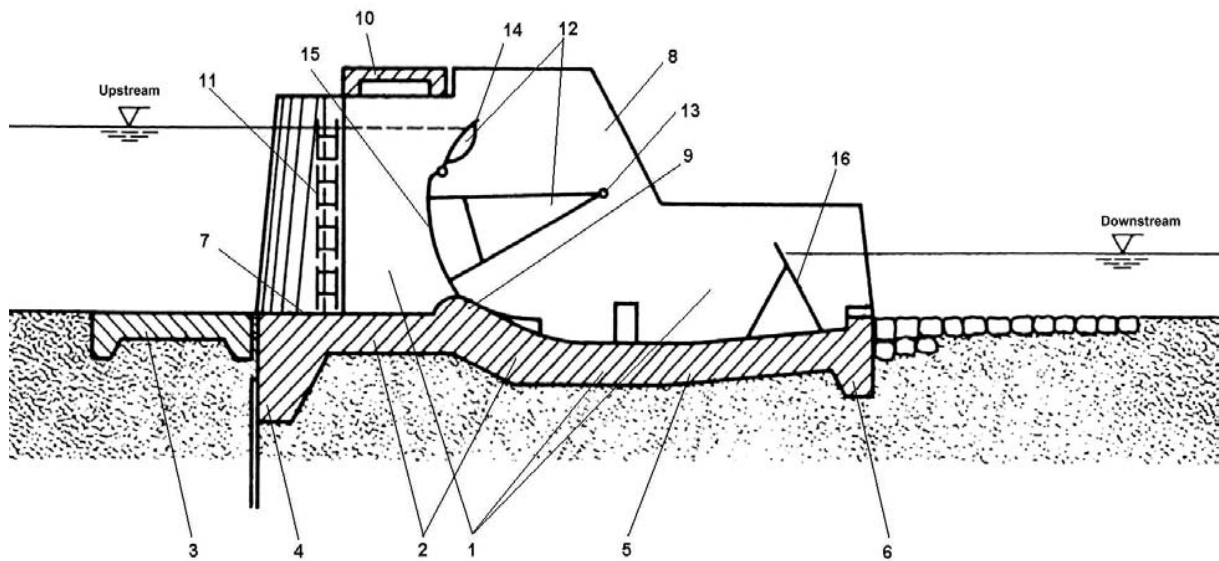


Figure 2.1 Vue générale des principaux éléments de la structure d'un barrage mobile [2]

1 Structure du barrage mobile

2 Radier du barrage

3 Radier amont

4 Redent (bec) amont avec rideau étanchéité (ici un rideau de palplanches)

5 Bassin de dissipation

6 Redent (bec) aval

7 Radier (prise d'eau)

8 Pile du barrage

9 Seuil

10 Pont de service

11 Batardeau amont ou vanne de secours (ici: poutrelles)

- 12 Vanne (ici: vanne segment avec un clapet/hausse supérieur)
- 13 Articulation de la vanne (cas d'une vanne segment)
- 14 Hausse avec briseurs de jet ou aérateurs (pour l'aération de la nappe)
- 15 Bordé - Face amont de la vanne (élément étanche assurant la retenue)
- 16 Structure de mise à sec (aval) ou batardeau aval

2.2 Structures fixes

Les barrages mobiles comportent une partie fixe indépendante du niveau servant de support aux éléments mobiles de retenue. Cette partie fixe comprend deux culées, une ou plusieurs piles et le radier (figure 2.2)

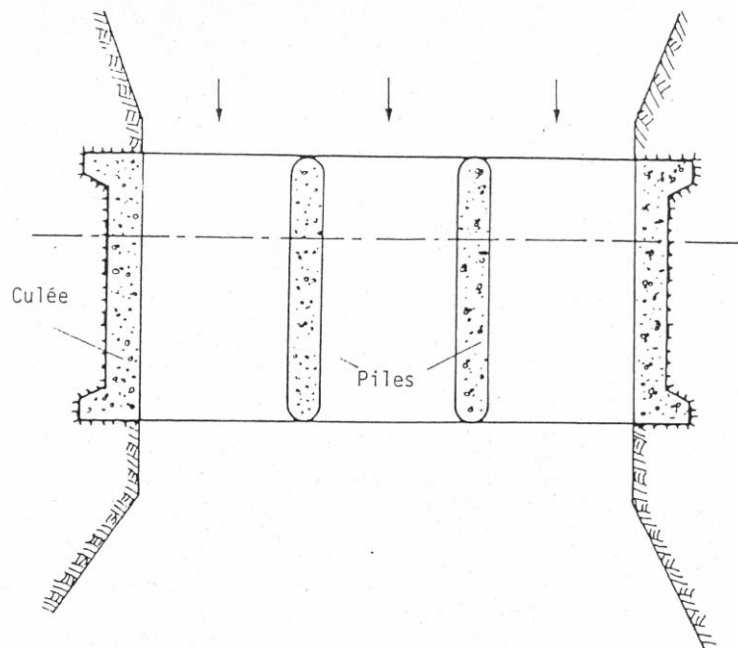


Figure 2.2 Structures fixes d'un barrage mobile

2.2.1 Culées

Elles sont conçues en fonction de la nature des éléments mobiles et des sollicitations que ceux-ci leur communiquent. La retenue doit être située autant que possible vers l'amont des culées. Elles doivent présenter deux murs en retour s'encastrent suffisamment loin dans les terres de manière à s'opposer aux infiltrations qui tendent à se produire du bief amont vers le bief aval, en contournant l'ouvrage. En pratique il est indiqué que les culées soient prolongées transversalement par des écrans de palplanches ou systèmes analogues. C'est ce qu'on appelle un dispositif anti-contournement (figure 2.3).

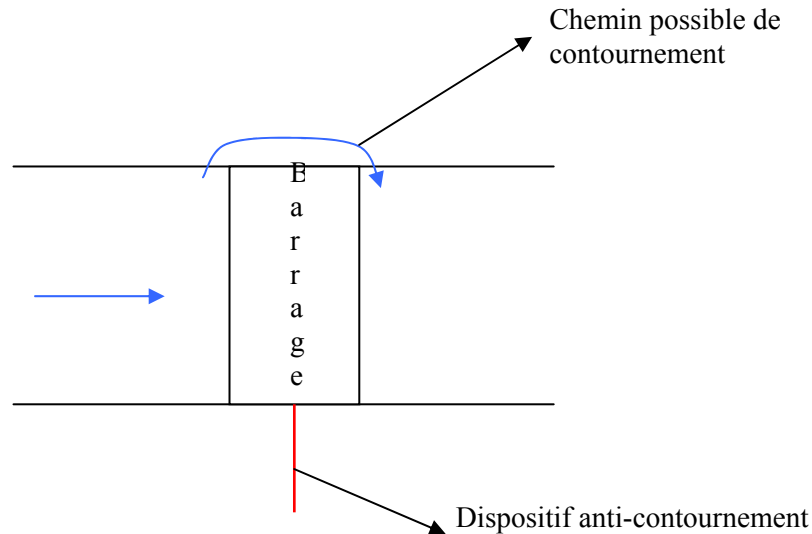


Figure 2.3 Dispositif anti-contournement

L'idée qui prévaut est d'allonger le chemin de percolation pour réduire les fuites autant que possible. Il ne suffit pas que l'eau soit freinée dans son trajet vertical (parafoilles). Si le chemin horizontal est préférentiel, il sera suivi. Les règles de Bligh (voir § 2.7) sont valables

dans le cas présent : $\bar{v} = -k \text{ grad } \frac{p}{\varpi}$.

Pour les rivières, sujettes à embâcles de glace, il importe que ni les culées, ni leurs murs en retour ne fassent saillie sur le profil du lit. A cet effet, le parement vertical des culées devra être prolongé en amont et en aval par des murs le raccordant aux talus des rives (généralement inclinées).

2.2.2 Piles

Les piles doivent être conçues et calculées en fonction du dispositif adopté pour la fermeture qui les sollicite plus ou moins fortement. Elles sont profilées de manière à créer le moins de perturbation possible dans l'écoulement des hautes eaux. A cet égard, le profil le plus adéquat est celui de Kutta-Joukowski (figure 2.4) qui ne provoque aucun décollement à l'aval.

Ce profil est impossible à construire et à maintenir en bonne forme. Aussi se contente-t-on de profils approchant. Le profil le plus mauvais, qui est aussi le plus simple d'exécution, est évidemment le profil rectangulaire.

Le non-profilage des piles provoque deux inconvénients (figure 2.4) :

- la largeur disponible pour l'écoulement est nettement plus faible que le débouché géométrique (réduction de la largeur effective) ;
- un remous apparaît qui contraint à relever les berges en amont.

Les piles sont des nuisances et il est préférable de limiter leur nombre. L'accroissement de la portée présente aussi l'avantage d'empêcher la formation aisée de banquises et de faciliter au contraire l'évacuation des glaçons.

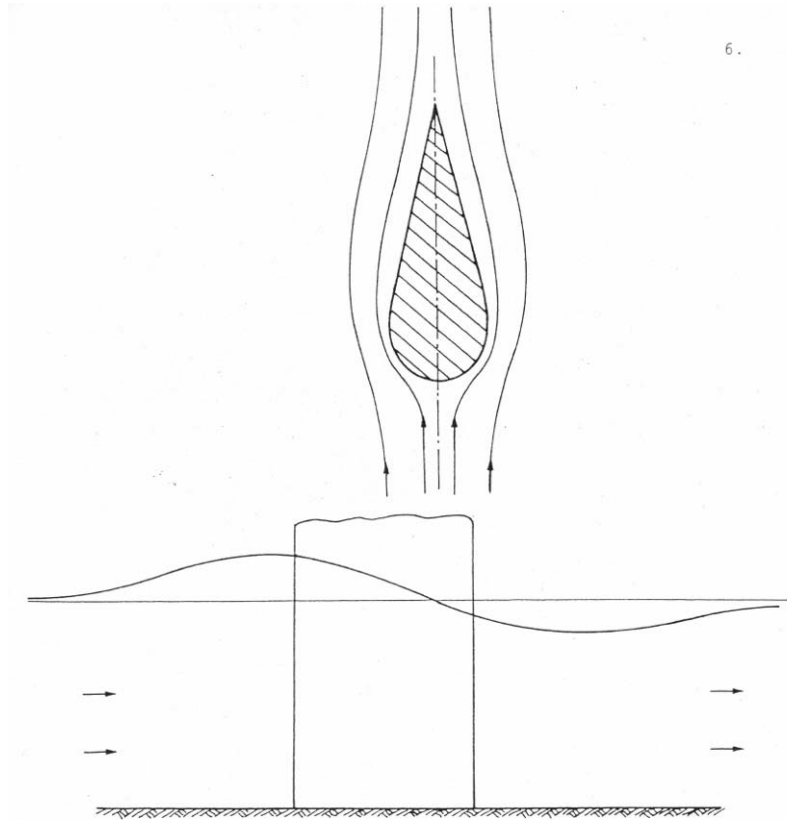


Figure 2.4

Les culées et piles servent parfois de support à un tablier de pont-route ou tout au moins de pont de service. En outre, elles présentent des rainures pour l'établissement de batardeaux amont et aval (bouchure de secours, voir §2.13).

La partie amont des piles à fleur d'eau et au-dessus peut être effilée vers l'amont pour briser les éventuelles banquises.

2.2.3 Radier

Le radier remplit trois rôles :

- constituer la fondation de l'ouvrage ;
- assurer l'étanchéité au niveau du sol de fondation en allongeant le chemin d'écoulement souterrain ;
- assurer la dissipation de l'énergie de la lame d'eau évacuée par les vannes.

a) Fondation de l'ouvrage

Considérons une travée comprise entre deux piles.

Si le radier est solidaire des piles, celui-ci participe à la répartition des charges : la répartition des charges est d'autant meilleure que le radier est plus raide (Sur la figure 2.5, la répartition des charges suivant la courbe III est relative à un radier plus raide que celui qui engendre la courbe de répartition II).

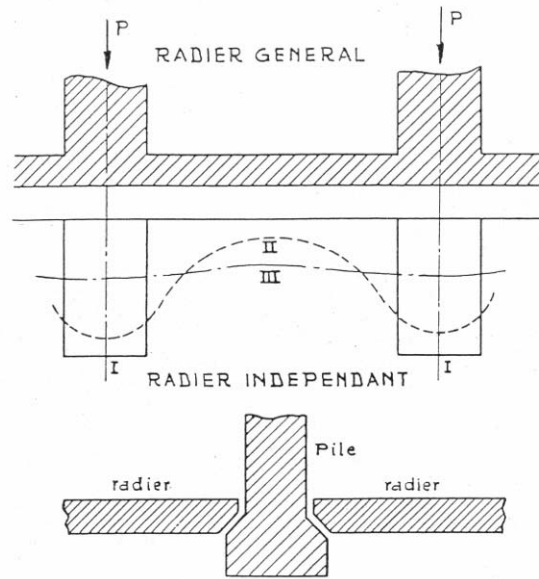


Figure 2.5

Les radiers raides s'indiquent en cas de fondation sur mauvais terrain.

Les radiers généraux se calculent comme poutres posées sur sol élastique, ils sont d'ordinaire fortement sollicités à la flexion et fortement armés.

Si le radier est indépendant des piles et des culées, il ne participe plus à la répartition des charges transmises par les piles, il n'est plus soumis qu'à son poids propre, aux effets hydrodynamiques, aux sous-pressions et éventuellement, à une réaction continue d'appui des vannes, soit des efforts tous uniformément répartis. Le radier n'est plus fléchi dans le sens longitudinal. Il importe dans ces conditions de lui donner une épaisseur suffisante pour éviter tout soulèvement. Le joint pile-radier doit être particulièrement soigné. Le radier indépendant est indiqué en bon terrain pouvant supporter les fortes actions locales transmises directement par les piles et dans le cas de fondations sur des terrains de qualités variables d'un endroit à l'autre pouvant entraîner d'importants tassements différentiels, qu'un radier monolithique ne pourrait pas suivre (mais attention au blocage de la vanne).

b) Réduction des infiltrations et des sous-pressions

A cet effet, le radier comportera un avant-radier étanche associé à des perrés étanches ainsi qu'un mur de garde à l'amont. On utilisera avantageusement des rideaux de palplanches pouvant servir de batardeau de construction, puis de parafouilles, une fois recepés au niveau du radier.

c) Dissipation de l'énergie

En aval du seuil se trouve le radier. Il peut être sensiblement au même niveau que le seuil, mais il est préférable de l'implanter légèrement plus bas en vue de favoriser l'amortissement de l'énergie (bassin de dissipation). Dans les barrages mobiles, l'écoulement peut se faire par déversement supérieur, la lame tombe alors en chute libre sur le matelas d'eau à l'aval et y perd une grande partie de sa force vive. Mais dans certains

dispositifs, le déversement, se fait par orifice de fond. La dissipation de cette énergie est moins facile. Ce mode d'écoulement est cependant fréquent. C'est surtout pour l'écoulement par le fond qu'il convient d'abaisser le radier par rapport au seuil : de la sorte le jet horizontal s'incurve, il y a chute et possibilité de formation de tourbillons, destructeurs d'énergie, surtout du tourbillon supérieur le plus important. La configuration des radiers : niveau, longueur, dispositif d'extrémité, répond aux principes exposés précédemment et s'étudie de préférence sur modèles physiques.

En général, la hauteur minimale liée au ressaut est plus petite que le niveau aval : la création d'une cuvette est donc souhaitable. La figure 2.6 montre un bassin de dissipation à l'aval d'une vanne clapet.

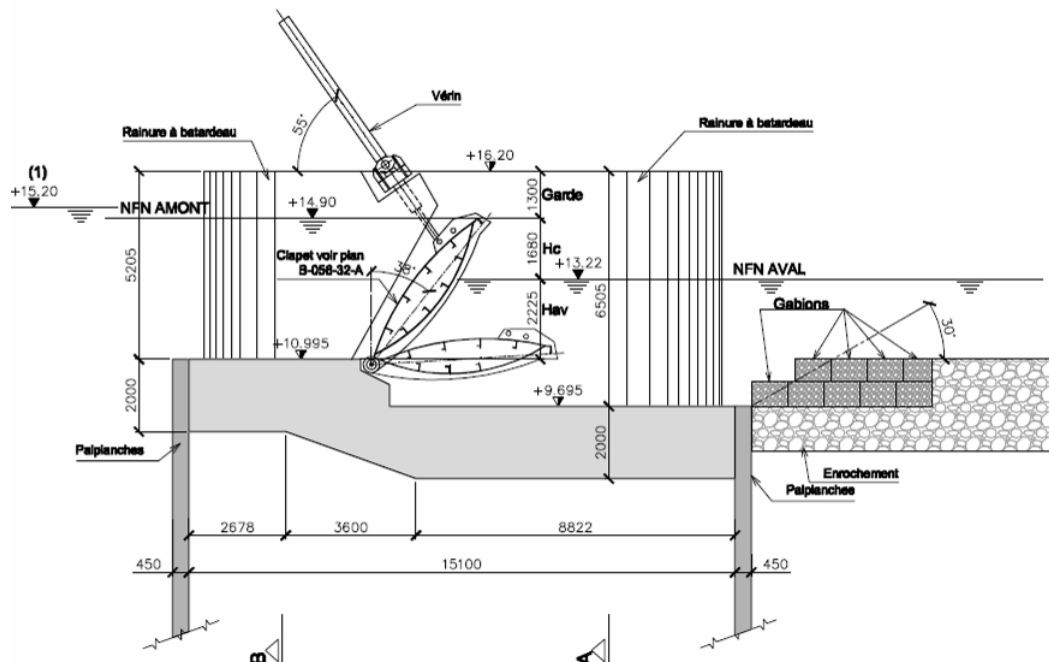


Figure 2.6 bassin de dissipation

2.3 Bouchures anciennes des barrages mobiles

Nous décrivons dans ce paragraphe des types de construction qui ne sont plus utilisés ou qu'on ne rencontre que rarement dans nos régions. L'étudiant curieux se référera utilement à [3] s'il désire s'imprégner des calculs liés à ces bouchures.

2.3.1 Barrage à aiguilles

Dans les barrages à aiguilles, la bouchure est réalisée par des aiguilles, c'est-à-dire des poutrelles de section carrée assez faible (10 x 10 cm) disposées verticalement sous une faible inclinaison, vers l'aval. Elles prennent appui au bas sur un seuil en saillie et sont retenues à la partie supérieure par un dispositif approprié composé de fermettes et d'un réseau de barres les liaisonnant (figure 2.7). Les aiguilles forment une paroi plus ou moins étanche. Les aiguilles sont soumises à la pression hydrostatique.



Figure 2.7 Barrage à aiguilles de Villers-devant-Mouzon

Des fermettes servent d'appui aux aiguilles en bois. Les fermettes sont des cadres métalliques, articulés sur le radier du barrage, espacés de 1,5 m environ et reliés les uns aux autres par des barres de liaison. Un aménagement apporté aux barrages à aiguilles a consisté à remplacer toutes les fermettes par un profilé métallique servant également de passerelle et d'appui. Cette poutre nécessite en général la construction d'appuis intermédiaires, la portée en étant limitée à une vingtaine de mètres. En période de crue, la poutre est surélevée hors des eaux par vérinage mécanique. Ce type de barrage n'est pas mécanisable ni automatisable, d'où son abandon progressif. Toutefois, il est le seul qui permette, sans moyens lourds, la mise en place d'une bouchure de secours dans un courant important (batardage de secours). Mais il convient de mettre en œuvre des consignes de sécurité stricte pour préserver l'intégrité physique du personnel d'exploitation.

2.3.2 Barrage à poutrelles

Les poutrelles sont des pièces de bois superposées horizontalement et appuyées latéralement sur des culées ou piles.

Elles sont généralement de hauteur constante mais leur largeur peut varier par exemple selon un profil se rapprochant d'un profil d'égale résistance.

Les poutrelles pour les petites et moyennes portées (inférieures à 6 à 8 m) sont généralement parallélépipédiques et en bois (figure 2.8)



Figure 2.8 Poutrelles 40 x 15 cm (barrage Haute Sambre)

Les poutrelles (métalliques, dans ce cas) sont encore couramment employées pour de plus grandes portées, comme système de batardage d'écluse et fermeture de secours des barrages et écluses à larges débouchés.

2.3.3 Barrage à hausses (Chanoine, Aubert)

Les hausses sont des panneaux métalliques ou en bois, de 1 à 3 m de large, qui obturent la rivière sur toute leur hauteur. Elles sont articulées en leur milieu environ et appuyées sur des chevalets eux-mêmes articulés sur le radier. Cet ensemble est maintenu en place par un arc-boutant bloqué sur un heurtoir. Ce type de barrage a pris le nom de son créateur Chanoine. Les vannes fonctionnent en tout ou rien, manuellement (figure 2.9).

Le couchage des vannes est obtenu par le ripage d'une barre à talons qui vient pousser latéralement les arcs-boutants, généralement les uns après les autres, qui échappent alors aux heurtoirs. La poussée de l'eau amont fait coucher hausses et chevalets.

La levée des hausses est effectuée, les unes après les autres, depuis une embarcation arrimée aux berges, en les tirant en tête contre le courant de manière à replacer les arcs-boutants face aux heurtoirs, la forme des pièces supportant les heurtoirs étant conçue à cet effet.

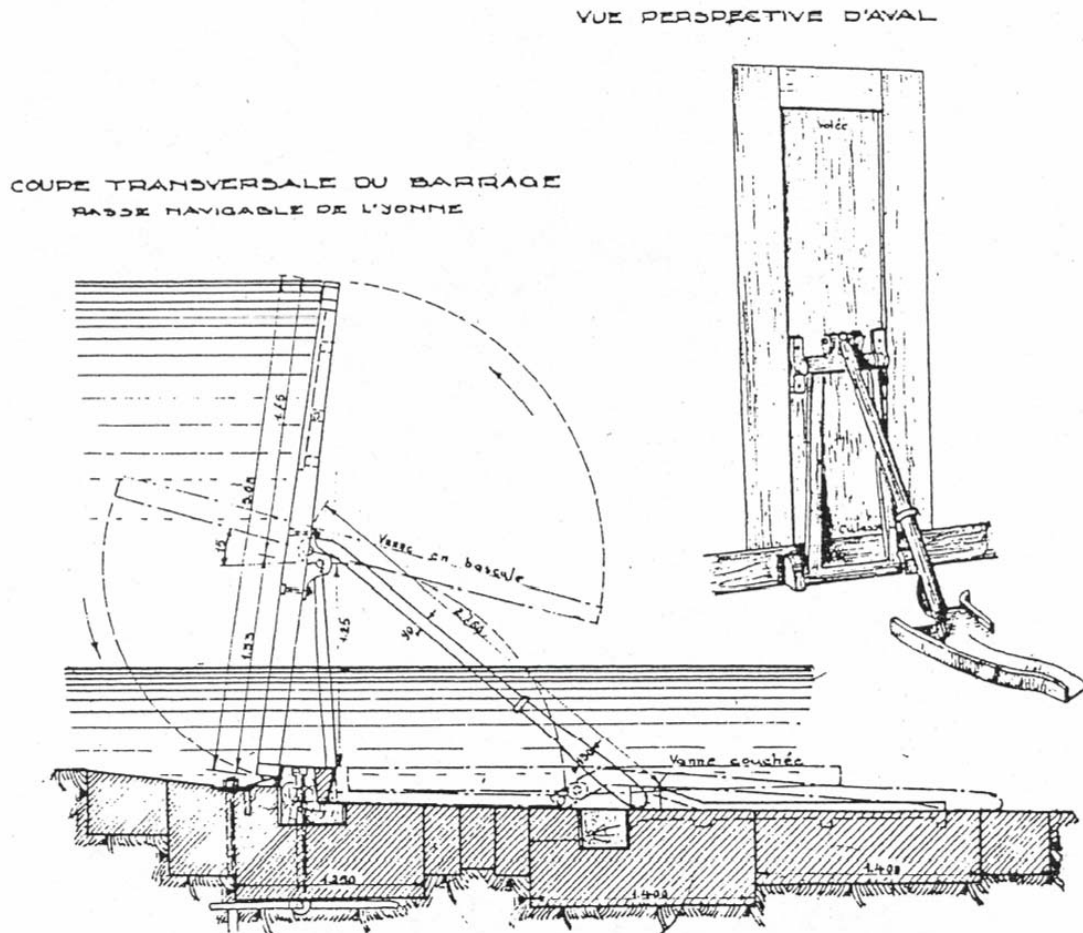


Figure 2.9 Barrage à hausse Chanoine de la haute Seine

Les hausses, et surtout leur manœuvre, ont été améliorées par Aubert, qui leur a laissé son nom, triplant les heurtoirs en créant des crémaillères, donnant ainsi quatre positions (avec la position couchée) par hausse. Il a supprimé la manœuvre depuis une embarcation, pour la remplacer par un chariot se déplaçant sur un portique métallique installé en travers de la rivière.

2.3.4 Vanne toit

Ce type de vanne constitué de deux panneaux plans articulés en leur pied fonctionne comme la vanne secteur (voir plus loin), mais nécessite un génie civil moins important. Le barrage-toit tire son origine d'un dispositif américain appelé « bear-trap » en raison de l'analogie qu'il présente avec les pièges utilisés par les trappeurs pour la chasse aux ours. Le volume inférieur dit « chambre d'équilibre » est située entre les deux clapets. Le radier et les piles latérales peuvent être mis en communication soit avec l'amont, soit avec l'aval, soit isolé. Suivant la quantité d'eau admise ou évacuée à l'aide de vannettes convenablement manœuvrées, l'ensemble est susceptible de se maintenir de façon stable dans toute position intermédiaire.

Dans la position basse (barrage couché), les deux clapets sont horizontaux, le clapet amont recouvrant celui d'aval. En admettant de l'eau d'amont dans la chambre d'équilibre, on obtient la montée du barrage s'il existe un remous (dénivelé) suffisant au droit de l'ouvrage.

Ce remous se réalise en plaçant le barrage sur un seuil en saillie à l'amont. Il suffit d'ailleurs d'une dénivellation de quelques centimètres seulement pour provoquer la montée du barrage.

Il est à noter que, pour ce type d'ouvrage fonctionnant grâce à la poussée de l'eau :

- les vannes ne se relèvent que s'il existe une dénivelée amont-aval suffisante pour s'opposer au poids des vannes. La présence d'un tube étanche (de plein d'air) équilibrant le poids de la vanne est parfois nécessaire ;
- l'eau de la rivière dans la chambre de vanne est chargée de sédiments. Il convient de prévoir une intervention de nettoyage dont la fréquence dépend du charriage de la rivière. Le blocage en position haute de la vanne nécessite de ménager un accès facile dans la chambre pour l'homme et le matériel.

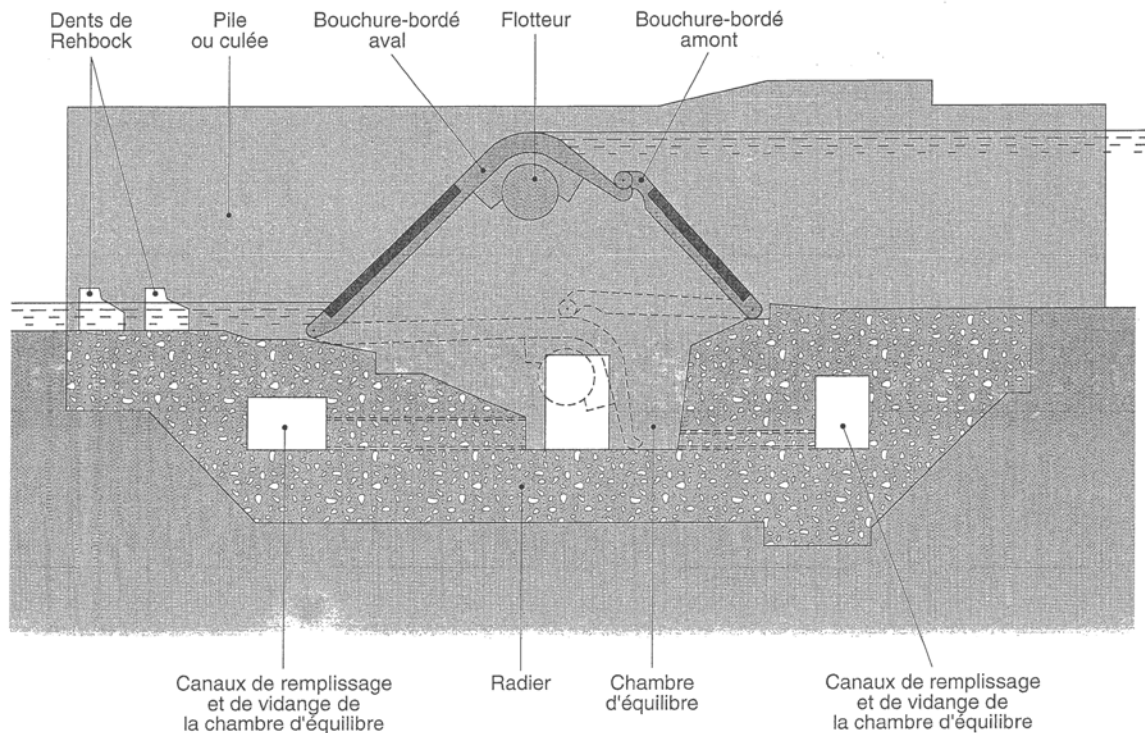


Figure 2.10 Vanne toit [1]

2.3.5 Vanne cylindrique

Dans leur forme initiale, les vannes à cylindre (figure 2.11) sont constituées par une ossature cylindrique de révolution munie à ses abouts de deux grandes roues dentées engrenant sur deux crémaillères inclinées sur la verticale et scellées dans des rainures aménagées dans les piles.

La levée de la vanne se réalise ainsi par son roulement sur ces deux chemins de roulement dentés. L'ossature est suffisamment raide, pour permettre la commande de la vanne par une seule extrémité.

Les sollicitations des vannes à cylindres ne diffèrent guère de celles des vannes levantes, roulantes ou des vannes segment (voir plus loin). Ce sont des poutres tubulaires sur deux appuis soumises à flexion et à torsion ; la structure et les sollicitations de leur ossature sont essentiellement conditionnées par la recherche des conditions d'écoulement les plus favorables.

La complexité (entretien, maintenance) des « gros » mécanismes conduit à écarter actuellement ce type de bouchure.

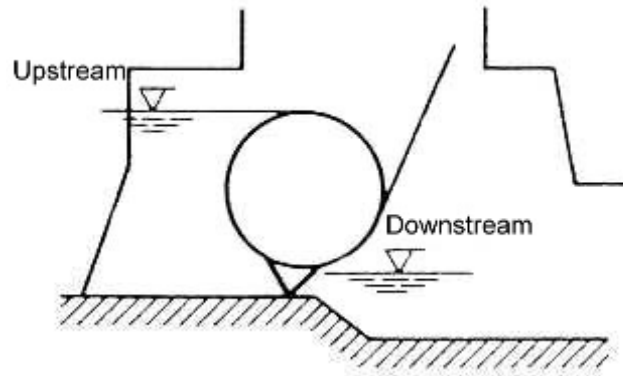


Figure 2.11 Vanne cylindrique [2]

2.3.6 Vanne secteur

Ce type de vanne (figure 2.12) en forme de secteur de cercle est constitué d'un bordé amont circulaire et d'un bordé aval courbe, articulé en son extrémité au centre du cercle du bordé. L'admission de l'eau amont dans la chambre de la vanne la fait lever, le rejet sur l'aval la fait baisser, et le blocage de la circulation d'eau permet l'obtention d'une position intermédiaire. Le mouvement a lieu par rotation autour de l'axe du cylindre constituant la paroi amont. L'axe de rotation est au niveau du radier (la vanne s'efface dans un refouillement de forme appropriée du radier).

Le bordé amont, la paroi aval et l'encuvement forment une capacité étanche à l'intérieur de laquelle on peut régler la pression d'eau y régnant par la manœuvre d'une vanne cylindrique télescopique située dans une pile. La pression qui règne dans l'intérieur de la vanne correspond au niveau de déversement par le cylindre télescopique ; elle peut passer de la pression amont (position relevée) à pression aval (position abaissée). Une certaine pression est nécessaire lors du relevage ; cette pression existe si le barrage ne s'efface pas complètement et qu'on maintient toujours une certaine chute ; sinon la manœuvre du relevage se fait par insufflation d'air comprimé. Un siphon aspire alors l'air et le rejette à l'extérieur du barrage.

En général, ce type de vanne est utilisé quand le niveau aval n'a pas ou peu d'action sur la bouchure. Il a comme inconvénient de nécessiter un génie civil important nécessitant une hauteur presque triple de la hauteur retenue. En revanche, il ne fait apparaître que peu de superstructures, ce qui est un avantage pour l'intégration dans le site.

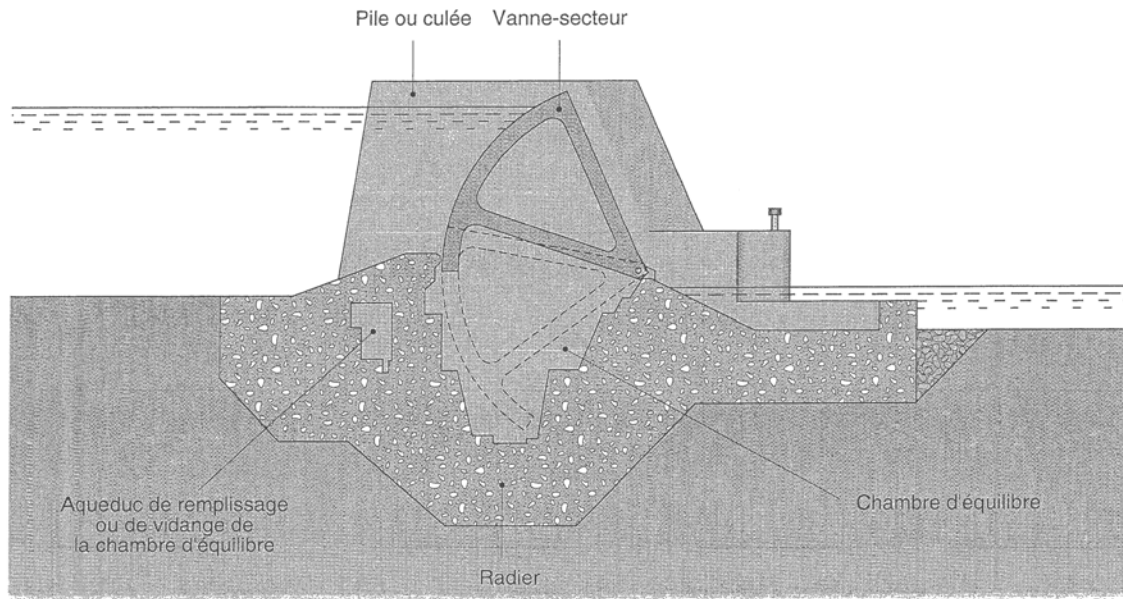


Figure 2.12 Vanne secteur [1]

2.4 Bouchures modernes des barrages mobiles

Les barrages modernes doivent être manoeuvrables mécaniquement et automatisables autant que possible, de façon à limiter le personnel d'entretien et les risques encourus par celui-ci. Ils autorisent également des chutes plus importantes que les anciens barrages, permettant éventuellement de limiter le nombre de biefs et donc d'écluses.

Les possibilités des techniques modernes permettent la réalisation de barrages avec bouchures de grande portée à manoeuvre électro-mécanique ou hydraulique fortement automatisés. Les manoeuvres des barrages modernes sont précises (ce qui permet de limiter au minimum les variations de flottaison), rapides (effacement de la bouchure en cas de crues en un temps court), sûres (fiables) et beaucoup plus étanches que les anciens systèmes. Ces avantages assurent le maintien de la retenue aussi longtemps que possible, réduisant au minimum les interruptions de navigation et permettant le fonctionnement durant le temps maximum de la centrale hydro-électrique éventuellement accolée au barrage.

En plus des vannes présentées ci-dessous, l'étudiant se référera utilement au rapport du WG26 de l'AIPCN [2] afin d'observer des ouvrages d'art récents et souvent novateurs.

2.4.1 Vanne levante

Il existe différents types de vannes levantes, les glissantes et les roulantes.

Autrefois, les *vannes levantes glissantes* étaient employées uniquement pour de faibles hauteurs de retenue et de petites largeurs de pertuis.

Les efforts de manoeuvre sont proportionnels au frottement de glissement et sont excessifs pour des vannes de grandes dimensions. Du moins jusqu'il y a peu. Grâce à la technologie UHMPE, ce problème a pu être solutionné (voir page 2-32) et les vannes levantes glissantes présentent à nouveau un fort intérêt.

Par le passé, pour des vannes de grandes dimensions, les efforts de manœuvre ne devenaient acceptables que si, à la translation par glissement pur, on substituait une translation par l'intermédiaire de galets de roulement. De là sont nées les *vannes levantes roulantes* (ou *Stoney*). En principe, elles comprennent : un bordage plan ou courbe ; l'ossature porteuse de ce bordage transmettant par ses abouts spécialement conçus (poutres – sommiers) les actions résultant des pressions hydrostatiques ou hydrodynamiques aux galets de roulement (figure 2.13). Les charges sont ensuite transmises par les galets aux rails de roulement et de là aux maçonneries de l'infrastructure du barrage. Les déplacements de la vanne consécutifs aux manœuvres des mécanismes de levage permettent l'écoulement des forts débits par lame de fond.

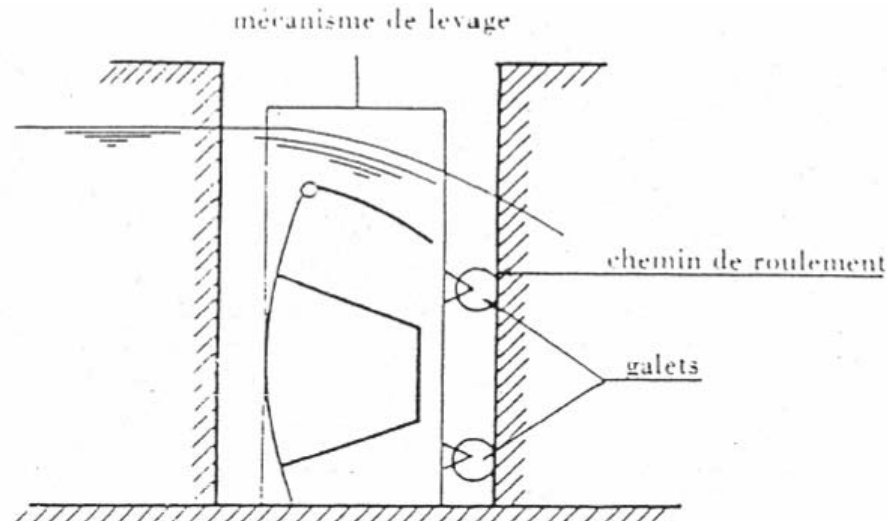


Figure 2.13 Vanne levante : schéma de principe

La vanne peut être constituée de deux corps. L'accouplement d'une vanne inférieure levante avec une vanne supérieure (hausse ou clapet) permet un écoulement surverse par abaissement de la vanne supérieure (lorsqu'il s'agit d'assurer l'écoulement des faibles débits) qui s'appuie sur la vanne inférieure et sur le génie civil, puis en sous-verse par le relèvement de l'ensemble des deux vannes (figure 2.14).

Il y a généralement une position de transition pour laquelle on a simultanément les deux types d'écoulements (surverse et sous-verse)

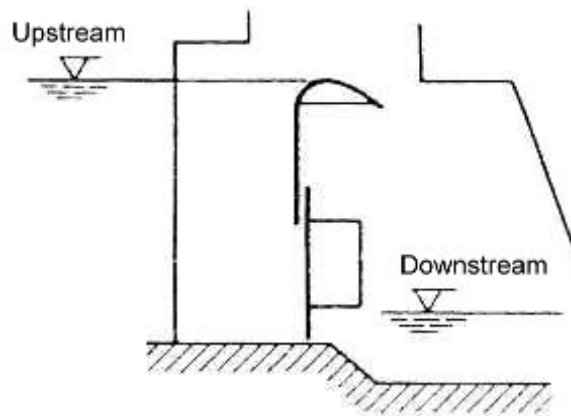


Figure 2.14 Vanne levante avec hausse supérieure

Sollicitations d'ensemble des vannes levantes

Nous considérons d'abord la vanne en position fermée, puis la vanne en mouvement.

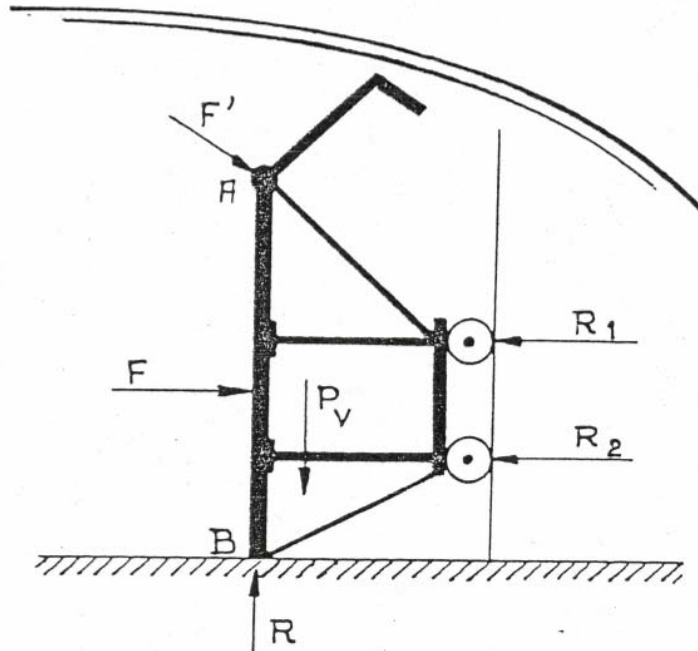


Figure 2.15

Vanne fermée

Considérons une vanne levante munie d'un clapet articulé. La vanne est soumise :

- à l'action de son poids propre P_v entièrement équilibré par la réaction du radier à l'arête inférieure de la vanne ;
- à l'action de la résultante F des pressions hydrostatiques, ou en cas d'écoulement de surface, des pressions hydrodynamiques. Les calculs et les expériences montrent que tant qu'il n'y a pas écoulement de fond, les pressions hydrodynamiques sur AB diffèrent peu des pressions hydrostatiques ;
- à l'action des efforts transmis par la hausse (F') ;
- aux réactions d'appui $R_1 + R_2$ des galets de roulement

Dans les vannes, la plupart des forces sollicitantes ne passent pas par le centre de torsion et donnent naissance à des moments de torsion dans l'ossature. Les bras de levier de ces forces sont cependant limités et les effets de torsion qui en résultent assez faibles.

Quel que soit l'élément étudié (vanne, hausse ou sommier), il y a lieu de prendre en considération le cas de sollicitation le plus défavorable. On considère souvent qu'il n'y a pas d'eau à l'aval, la pleine charge amont agissant ainsi sur le bordage.

Vanne levée

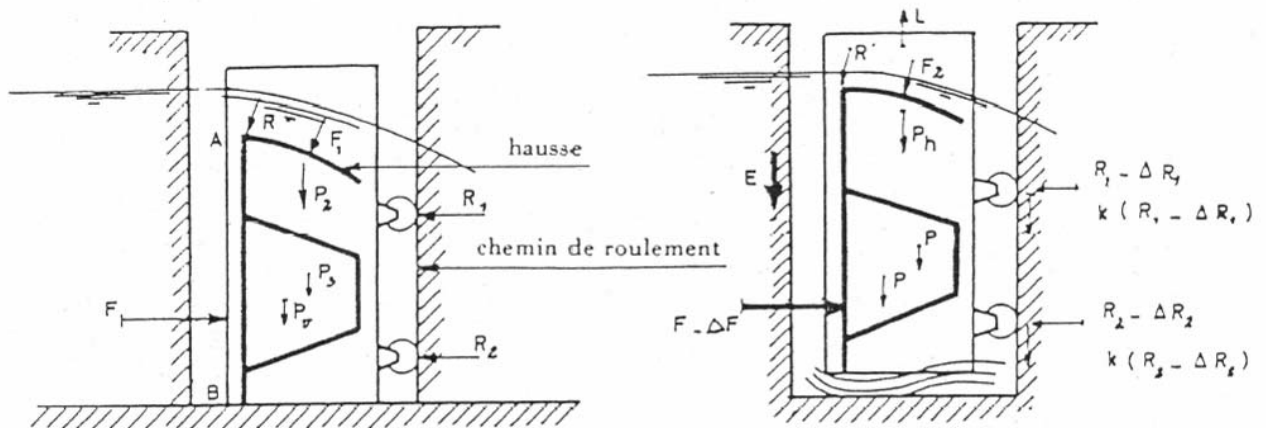


Figure 2.16

Considérons à titre d'exemple une vanne munie d'un clapet articulé sur le sommier. Les calculs doivent porter sur les divers stades de levée. Pour une position levée donnée, l'ensemble de la bouchure est soumis :

- aux poids (P_v , P_s , P_h) ;
- à la résultante des pressions sur le bordage de la vanne ;
- à la résultante des pressions sur le bordage de la hausse ;
- aux réactions des rails de roulement ;
- aux résistances de frottement de roulement des galets ($k R_1 + k R_2$) ;
- aux résistances E au déplacement des dispositifs d'étanchéité. Si par exemple ceux-ci sont constitués par une tôle flexible, garnie d'une fourrure en bois ou en métal frottant contre une pièce en bois scellée dans la maçonnerie, la résistance offerte par un tel dispositif pour une hauteur h_0 est $\varpi \frac{h_0^2 l}{4} f$, f étant le coefficient de frottement fourrure-acier et l la longueur de la tôle ;
- aux résistances accidentelles A_v : surélévation du niveau d'amont, embâcles de glaces, gel des étanchéités, coincement d'un galet ;
- aux termes d'inertie I .

L'équilibre des forces verticales donne la valeur de l'effort de manœuvre L , soit :

$$L = P_v + P_h + P_s + (F_2)_v = k R_1 + k R_2 + E + A_v + I \quad (2-1)$$

En vue de limiter L , il faut s'efforcer de réduire les poids (ossatures adéquates). Si le bordage est incliné, la force a une composante verticale dirigée vers le haut, diminuant l'effort de levage comme pour les vannes à bordage courbe (figure 2.17)

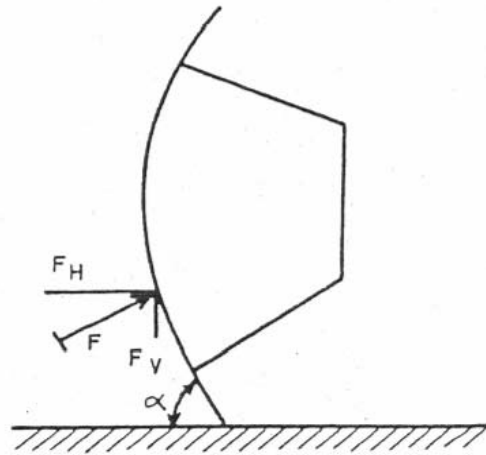


Figure 2.17 Vanne levante à bordage courbe

Ossature des vannes principales

Anciennement, deux types de charpente étaient réalisés :

- les ossatures à maîtresses poutres horizontales multiples et bordage correctement raidi ;
- les ossatures à deux maîtresses poutres horizontales avec bordage raidi et constituant en fait une ossature de pont à deux maîtresses poutres qu'on aurait fait pivoter de 90° .

Après l'introduction de la construction soudée et l'apparition de la construction en caisson, les ossatures précédentes ont évolué vers une structure tubulaire dans laquelle le bordage joue le rôle de semelle comprimée, la face aval celui de semelle tendue et les parois intermédiaires, celui des âmes assurant la résistance à l'effort tranchant (figure 2.18).

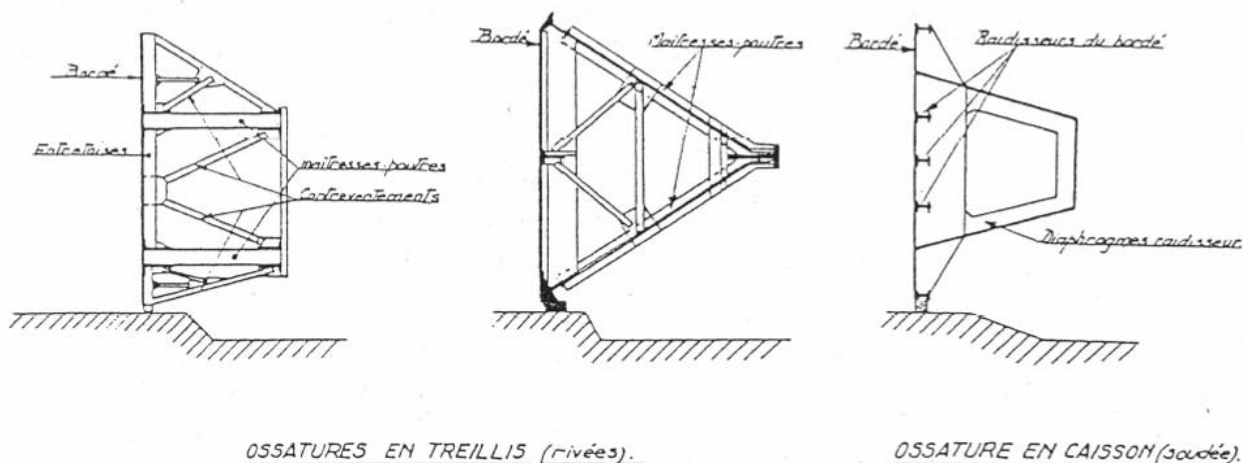


Figure 2.18 Ossatures vannes levantes

Les principes de calcul énoncés à propos des plaques orthotropes sont valables. Généralement toutefois, la portée est beaucoup plus grande que la hauteur de telle sorte que le système se comporte comme une poutre gigantesque dans laquelle on peut étudier en première approximation le flux des tensions normales, de cisaillement et de torsion selon la

résistance des matériaux. Les faces du caisson sont raidies par des éléments longitudinaux (cornières ou fers T) et transversaux (diaphragmes évidés).

Appuis des vannes levantes

Les vannes levantes se terminent ordinairement à leurs abouts par des poutres sommiers qui transmettent la résultante des pressions par des galets aux rails de roulement et de là aux maçonneries des piles. Il importe de réaliser dans la mesure du possible une transmission isostatique des charges des sommiers aux galets. Dans les transmissions hyperstatiques, la répartition des charges est incertaine. Seule une transmission isostatique faisant au besoin usage de boggies si plus de deux galets sont nécessaires, pallie les incertitudes précédentes et donne une répartition toujours bien définie.

Sous l'action de la pression de l'eau, la vanne fléchit et ses abouts subissent une certaine rotation ; il faut tenir compte de ce fait, lors du réglage du rail de roulement, si on emploie un rail à surface de roulement plane, pour éviter que le galet ne porte que sur l'angle du rail. Dans ces conditions, pour obtenir une transmission correcte des efforts des efforts, on peut avoir recours à :

- un rail à surface de roulement cylindrique ;
- un rail articulé verticalement à une embase ;
- des paliers de galets articulés verticalement à la vanne ;
- des galets à rotule ou roulement sphérique.

Le problème essentiel et délicat à résoudre est celui de la lubrification. Cette dernière doit être assurée sous eau ; elle est difficile à réaliser.

En plus des galets de roulements principaux, les vannes sont équipées de galets de guidage latéral et de galets de guidage sur la face amont. Pour des efforts spécialement importants, on peut employer des roulements « Stoney ».

Dispositifs assurant l'écoulement superficiel ; vannes levantes doubles

Il existe plusieurs dispositions possibles. La plus courante est une vanne avec hausse basculante ou clapet.

Au lieu de régler le débit de la lame déversante par translation verticale, on peut également le faire par rotation d'une hausse ou d'un clapet autour d'un axe horizontal. Dans le cas d'une ossature classique à maîtresses poutres horizontales, la hausse peut avoir les structures suivantes :

- hausse peu rigide en flexion et torsion exigeant de nombreux points d'articulation sur la vanne ;
- hausse rigide autorisant deux articulations d'extrémités indépendantes de la vanne.

Les sollicitations de la hausse et de la vanne sont indépendantes (à part les efforts transmis à l'un et à l'autre par les dispositifs d'étanchéité, qui sont bien définis).

Manœuvre

Les organes de manœuvre doivent être largement dimensionnés, les effets des résistances accidentelles étant difficilement chiffrables ;

Les vannes sont manœuvrées à leurs deux extrémités par des treuils, par des crémaillères, par des chaînes Galle ou par des câbles ou des vérins. Parfois la vanne est partiellement équilibrée par des contrepoids, afin de réduire les efforts de manœuvre.

Le synchronisme des deux treuils peut être basé sur le principe de l'axe mécanique ou sur celui de l'axe électrique. L'axe mécanique réalise une liaison matérielle entre les deux extrémités de la vanne au moyen d'un arbre de transmission. Cet arbre est commandé par un moteur électrique soit à une de ses extrémités soit à mi-portée si on veut éviter une torsion trop importante.

Dans le cas de l'axe électrique, chaque about de la vanne est commandé par un moteur ; les mouvements des deux moteurs sont synchronisés électriquement. L'axe mécanique nécessite une passerelle de manœuvre ; les organes de l'axe électrique peuvent être logés dans les piles, l'axe électrique présente le désavantage de provoquer le coincement de la vanne lorsqu'il y a défaut de synchronisme entre les deux moteurs de commande. Les vannes supérieures se manoeuvrent par treuils, chaînes galle, crémaillères, câbles ou vérins.

Critique des vannes levantes

- les efforts hydrodynamiques transmis à l'infrastructure par les rails de roulement sont variables en position ;
- leur levée complète exige une superstructure assez importante, désavantage qui doit être pris en compte lorsque la question d'esthétique et de protection des sites joue (figure 2.19);
- les organes de roulement (galets, rails) sont sous eau et, de ce fait, difficiles à entretenir et à réparer ;
- leur manœuvre exige à chaque extrémité un système de levage devant être synchronisé : la manoeuvre unilatérale est exclue.



Figure 2.19 Vanne levante avec hausse (barrage de Kain)

Technologie UHMPE

Les efforts de manœuvre sont proportionnels au frottement de glissement. Grâce à l'emploi de UHMPE, ils ne sont plus excessifs pour des vannes de grandes dimensions. L'UHMPE (Ultra High Molecular Polyethylene) est un matériau possédant de bonnes propriétés mécaniques (voir tableau ci-dessous). Le polyéthylène de haute qualité peut supporter de plus fortes compressions que le bois (azobé, etc.) employé pour les structures hydrauliques.

UHMPE Properties	Unit	Value	Examples and comments
Density ρ	kg/m ³	940	slightly higher by soot addition
Max. compression: stationary, short	N/mm ²	15.0	obstacle, ship collision, wave etc.
Max. compression: stationary, long	N/mm ²	5.0	weight, lasting hydraulic load etc.
Max. compression in slide contacts	N/mm ²	3.0	hydraulic load initiation, guides and hinges during gate motion etc.
E modulus by short-lasting load	N/mm ²	~ 1000	indication, viscoelasticity
E modulus by long-lasting load	N/mm ²	~ 200	indication, viscoelasticity
Collapse temperature	° C	130	loss of mechanical properties
Wear factor k , rolled steel roughness	mm ² /N	18.0·10 ⁻⁹	in temperature << 130 °C
Wear factor k , roughness Ra < 0,8µm	mm ² /N	8.0·10 ⁻⁹	in temperature << 130 °C
Friction coefficient μ	-	0.15 ÷ 0.20	normal temperature, no lubrication
Thermal expansion coefficient α	1/°K	2.0·10 ⁻⁴	~10 x higher than metals!

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1 **Propriétés de l'UHMPE**

Le bois a toujours été un bon matériau employé pour le contact des vannes ou pour la friction entre un bateau et un bajoyer dans une écluse. L'UHMPE incarne aujourd'hui une excellente alternative. Ce matériau a une longue durabilité (ses propriétés mécaniques varient peu avec le temps, le climat, ...) et est recyclable. Ce matériau est surtout employé dans les composants de contact des vannes levantes. La figure 2.20 représente la vanne levante du Naviduct Enkhuizen aux Pays-Bas.

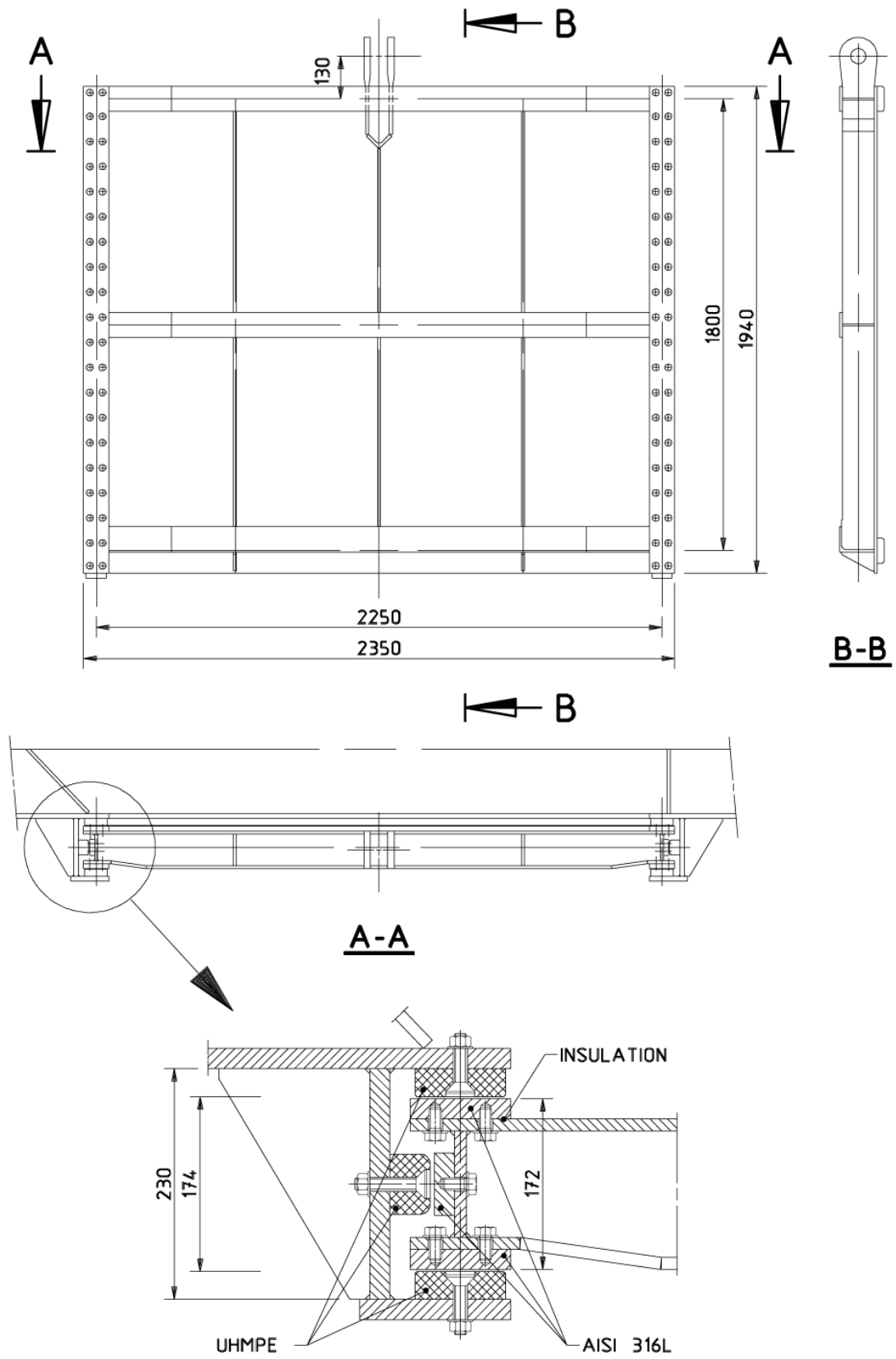


Figure 2.20 Vanne levante avec UHMPE

2.4.2 Vanne clapet

Les barrages mobiles munis de vannes clapets font partie de la famille des barrages à vannes métalliques. Ce type de bouchure prend appui sur le radier. Les vannes sont des panneaux obturant la totalité de la hauteur d'eau retenue sur la largeur de passe (figure 2.21). Elles permettent par leur manœuvre de prendre toutes les positions voulues avec une précision centimétrique, et sont facilement automatisables.

Le corps de la vanne se présente sous forme d'un bordé amont plan, raidi par un tube résistant à la torsion pour les petites vannes, et d'un double bordé cylindrique en forme de ventre de poisson pour les vannes plus importantes. Le corps de la vanne est articulé par des charnières ou pivots scellés dans le radier. Il est manœuvré à l'une ou l'autre des extrémités (voire des deux côtés).

Ce type de vanne relativement facile à construire permet éventuellement la navigation au travers du barrage abaissé. Il a comme inconvénient d'avoir des pièces de rotations immergées, donc de nécessiter à chaque fois l'installation d'un batardeau pour la maintenance. De même il favorise l'accumulation des sédiments en amont des vannes. Par contre, elles permettent le passage des corps flottants.

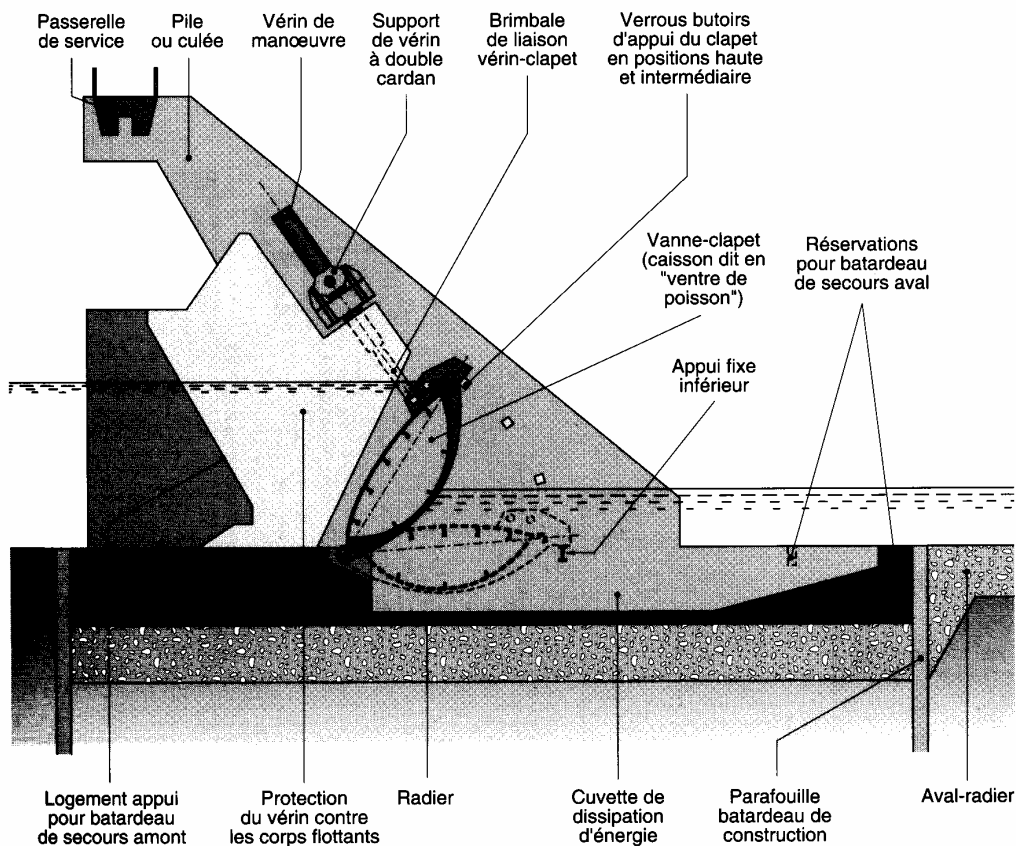


Figure 2.21 Coupe transversale dans un barrage à vanne clapet [1]

Les vannes sont le plus souvent manœuvrées par vérins hydrauliques.

Sollicitations d'un clapet simple à commande mécanique

Soit un clapet plan incliné d'un angle α sur l'horizontale et soumis à l'action d'une pression hydrostatique h .

La résultante maximum F des pressions agissant sur le clapet vaut : $F = \frac{h^2 \varpi}{2 \sin \alpha}$

La résultante maximum en O vaut $M_o = \frac{h^2 \varpi}{2 \sin \alpha} * \frac{h}{3 \sin \alpha} = \frac{h^3 \varpi}{6 \sin^2 \alpha}$

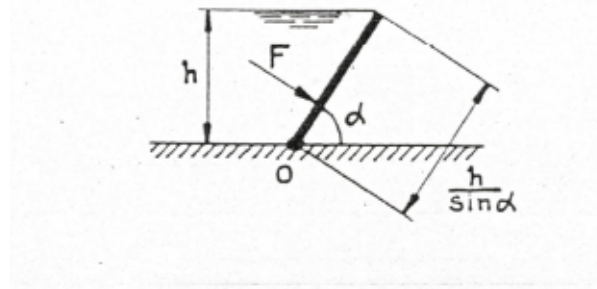


Figure 2.22

M_o croît proportionnellement au cube de h et devient rapidement très grand. Jadis, on considérait que le système ne convenait que pour des hauteurs inférieures au 1/12 de la largeur de la passe à obturer. De nos jours, la possibilité de réaliser des ossatures de grande raideur permet d'envisager la réalisation de clapets pour des hauteurs proportionnellement plus grandes. Considérons, pour fixer les idées, un clapet articulé en quatre points sur le radier et commandé par deux câbles verticaux. Le clapet en équilibre est soumis à son poids propre P , à la résultante F des pressions hydrostatiques ou hydrodynamiques agissant sur le bordage, aux réactions d'appuis, R_1, R_2, R_3, R_4 , et à l'effort de manœuvre L . la résultante de P et F est désignée par R .

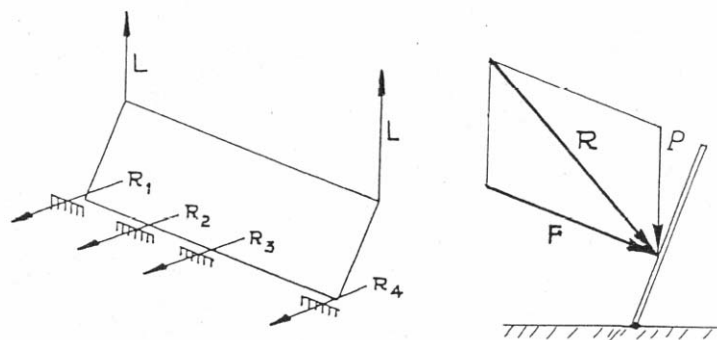


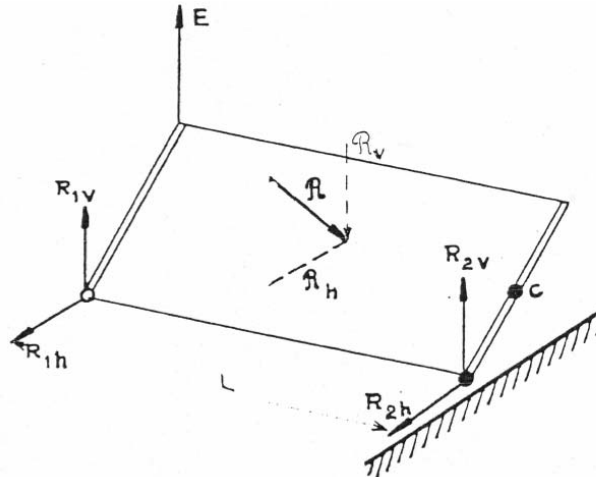
Figure 2.23

Si la commande est effectuée à partir des deux côtés, le système comporte 5 inconnues ($R_{1v}, R_{1h}, R_{2v}, R_{2h}$ et L) et ne peut être résolu que sur la base de 3 équations :

$$V = 0 \quad H = 0 \quad M = 0$$

Il est donc hyperstatique. Il faut faire disparaître fictivement les appuis centraux et y introduire en lieu et place 2 efforts R_2 dont les composantes R_{2v} , R_{2h} annuleront les déformations verticales et horizontales. Assez couramment, les clapets ne sont commandés que d'un seul côté pour des raisons d'économie : la sollicitation est dissymétrique et le clapet est soumis à une torsion très importante. Le problème comporte alors 9 inconnues (R_{1v} , R_{1h} , R_{2v} , R_{2h} , R_{3v} , R_{3h} , R_{4v} , R_{4h} et L) pour 5 équations.

Dans le cas particulier où il n'y a que deux articulations et où la direction de l'effort moteur est verticale, on a les équations suivantes :



$$\begin{aligned} R_v - E &= R_{1v} + R_{2v} \\ R_h &= R_{1h} + R_{2h} \\ E \cdot \delta_E &= R \cdot \delta_R \quad \text{d'où} \\ R_{1h} \cdot L &= R_h \cdot \frac{L}{2} \\ R_v \cdot \frac{L}{2} &= R_{2v} \cdot L \end{aligned} \quad \begin{aligned} E &= R \cdot \frac{\delta_R}{E} \\ R_{1h} &= \frac{R_h}{2} & R_{2h} &= \frac{R_h}{2} \\ R_{2v} &= \frac{R_v}{2} & R_{1v} &= \frac{R_v}{2} - R \cdot \frac{\delta_R}{E} \end{aligned}$$

Figure 2.24

Le diagramme des moments de torsion à l'allure dissymétrique suivante :

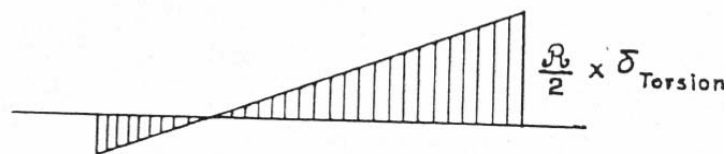


Figure 2.25 Diagramme des moments de torsion

S'il y a plusieurs appuis, dans la section C, la résultante n'est pas $R/2$ mais est plus petite et dès lors la sollicitation de torsion de la vanne est améliorée.

Ossature des clapets

Les clapets sont soumis à des efforts de flexion et de torsion. Les formes données à leur section transversale tenant compte de ces efforts et des progrès réalisés en construction métalliques ont évolué comme suit (figure 2.26) :

1. bordé en forme d'équerre, raidi, appuyé sur le radier sur de très nombreux appuis, par suite du peu de rigidité à la torsion.
2. bordé plan raidi fixé sur une poutre tubulaire prenant appui sur le radier par des paliers en nombre limité, la poutre tubulaire résistant bien à la torsion.
3. abandon du bordé plan et profilage de façon à lui donner une forme hydrodynamique plus favorable à l'écoulement des eaux : la poutre de torsion ne doit pas nécessairement se trouver à l'axe de rotation.
4. le clapet est constitué par une poutre tubulaire en forme de lentille, dont le bordage fait partie ; le tube de torsion n'est plus nécessaire.

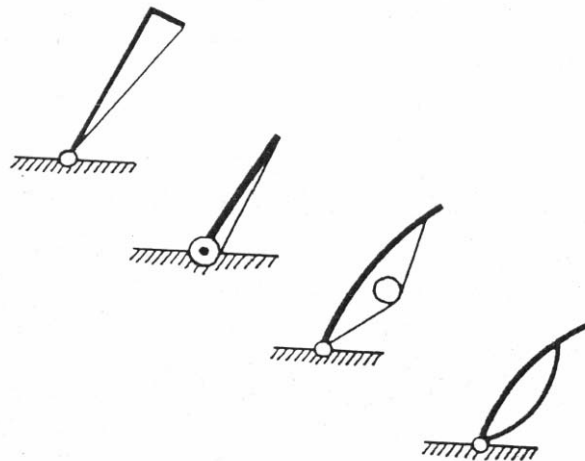


Figure 2.26 Sections transversales clapets

La raideur de l'ensemble est suffisante pour admettre quelques points d'appui sur le radier ; à l'extrême limite, on peut admettre deux appuis.

Critique des vannes clapets

Avantages	Inconvénients
Peu coûteuse	Torsion importante dans la structure
Régulation fine	Mécanismes sous eau
Esthétique correcte (possibilité de « cacher » les vérins)	Retient les sédiments (transport solide)
Charge hydraulique sur le radier (bon pour la stabilité et permet des piles étroites)	Sensible aux vibrations
Passage facile des corps flottants	Sensible à l'abrasion lorsqu'il y a un transport de sédiments important

Fiabilité d'ouverture en cas d'erreur de fonctionnement	Difficulté d'alignement, particulièrement avec deux organes de manoeuvre
Fonctionnement fiable même si un vérin est en panne (pour une vanne avec 2 vérins)	En principe pour de petites retenues
Etc.	Etc.

2.4.3 Vanne segment

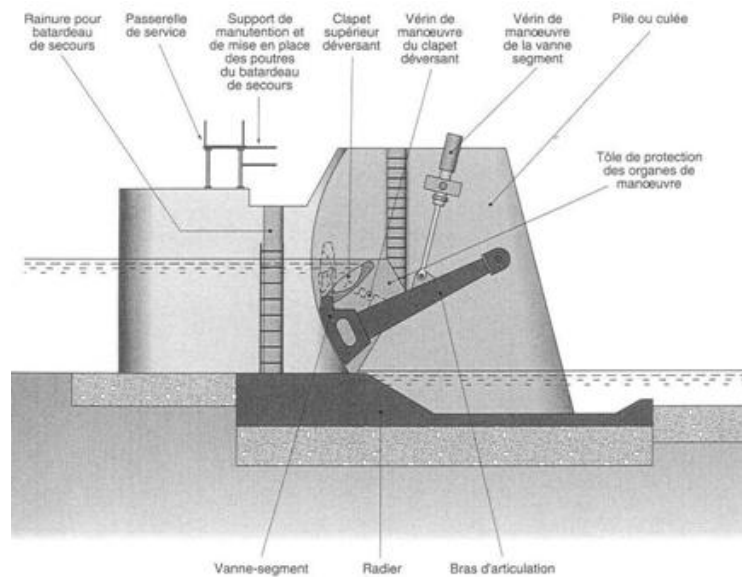


Figure 2.27 Coupe transversale dans un barrage à vanne segment [1]

Ce type de vanne (figure 2.27) est constitué par un bordé amont circulaire raidi par un caisson non étanche maintenu en extrémité par des bras permettant la rotation de l'ensemble autour d'axes scellés dans les piles et situés au centre du cercle du bordé amont. Dans ces conditions, la poussée de l'eau amont et aval a une résultante orientée vers le centre du cercle, donc vers les axes, et la manoeuvre est simplement liée au poids de la vanne.

Il existe trois configurations pour les vannes segment. Outre celle présentée à la figure 2.27, qui est une vanne segment avec un clapet déversant (hausse), il existe des vannes segments « simples » ou à corps unique, soit avec bras en compression (fig 2.28a), soit avec bras tendu (fig 2.28 b)

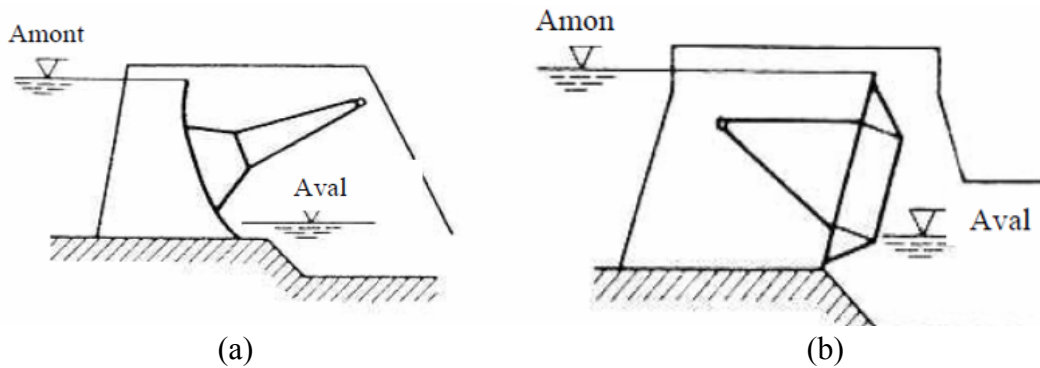


Figure 2.28 Vannes segments en une pièce

Cet avantage (diminution des efforts de manœuvre) se transforme en inconvénient dans la mesure où les efforts apportés par l'eau sont concentrés sur les axes de rotation, ce qui n'est pas favorable au fonctionnement mécanique : on génère sur une pièce simultanément des efforts et des mouvements, d'où apparition de matage et d'usure.

Ce type de vanne ne possède pas une structure nécessitant une maintenance en fond de rivière. Il peut y avoir comme inconvénient de réaliser un écoulement par sous verse et de provoquer une érosion du radier à l'aval à cause de l'importance de la vitesse locale de l'eau.

La navigation fluviale n'est jamais possible au travers du barrage.

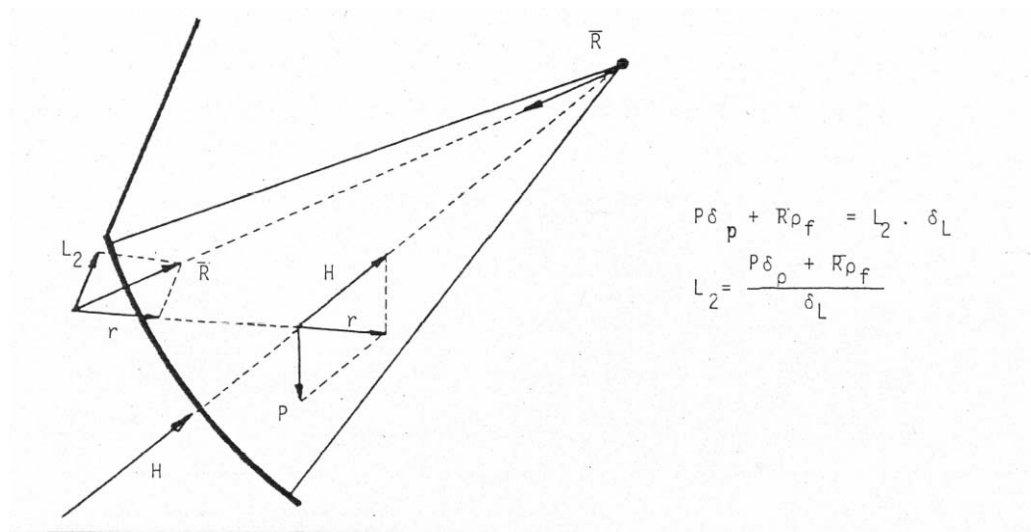


Figure 2.29

Stabilité – détermination des efforts de manœuvre

a. influence de la position relative de la résultante des pressions et du centre de rotation sur la stabilité d'ensemble et les efforts de manœuvre.

Soit une vanne segment simple de bordage AB pour lequel la résultante des pressions hydrostatiques ou hydrodynamiques est F (Rappelons que si le bordage est circulaire, f est normale au bordage et sa ligne d'action passe par le centre géométrique) ; considérons l'équilibre de cette vanne en supposant respectivement que la ligne d'action de F passe par

le centre de rotation 0 (cas 1), en dessous de 0 (cas 2) et au-dessus de 0 (cas 3), le poids propre de la vanne est désigné par P, l'effort de levage successivement par L_1 , L_2 , L_3 ; les bras de levier des diverses forces par rapport à 0 sont identiques dans les trois cas, à l'exception des bras de levier de F ; les bras de levier sont désignés par δ affecté d'un indice représenté par la force correspondante (figure 2.30)

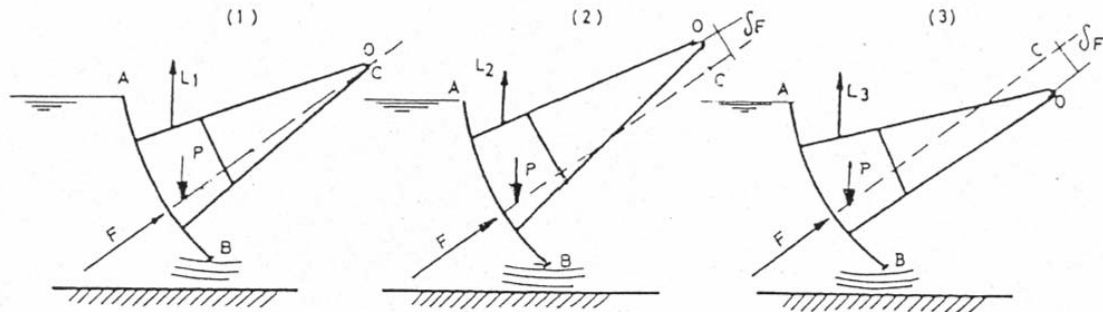


Figure 2.30

Cas 1

$$L_1 \cdot \delta L_1 = P \cdot \delta_p + M_o + M_E + M_A + M_I \quad (2-2)$$

M_o = moment dû aux résistances passives (frottement) autour de l'axe de rotation; $M_o = R\rho f$, ρ étant le rayon de l'axe de rotation, f le coefficient de frottement de l'axe dans son palier et R la réaction à l'axe.

M_E = moment résistant dû aux forces exercées par les dispositifs d'étanchéité sur les maçonneries.

M_A = moment résistant dû aux forces accidentelles

M_I = moment dû aux termes d'inertie.

M_I , M_o , M_E et M_A restent les mêmes dans les deux cas de sollicitations ci-après.

Cas 2

$$L_2 \cdot \delta L_2 = F \cdot \delta_F + P \cdot \delta_p + M_o + M_E + M_A + M_I \quad (2-3)$$

F agit comme une résistance passive et $L_2 > L_1$.

Cas 3

$$L_3 \cdot \delta L_3 = - F \cdot \delta_F + P \cdot \delta_p + M_o + M_E + M_A + M_I \quad (2-4)$$

F tend à soulever la vanne; si δ_F est suffisamment grand, L_3 peut devenir très petit; si δ_F est trop grand, F peut provoquer le soulèvement intempestif de la vanne. Il convient de conserver une pression de contact sur le radier pour assurer l'étanchéité. À part F qui peut exercer une action prépondérante sur l'effort de manœuvre, par le signe et la grandeur de son bras de levier, c'est le poids propre de la vanne qui constitue la force principale à vaincre.

b. sollicitations de la vanne

La vanne et ses deux bras de support constituent un portique dont les sollicitations sont très complexes ; si les bras ont une rigidité relativement faible par rapport à celle de la vanne, on peut considérer la vanne comme simplement appuyée sur les deux bras ; mais en fait,

l'ensemble travaille effectivement comme un portique sans poussée horizontale aux pieds car on préfère laisser un jeu aux paliers compte tenu des dimensions importantes des pièces. La vanne est soumise à la flexion gauche (suivant les deux plans principaux d'inertie) résultant des actions du poids propre (équilibrées par les réactions du radier en position fermée), des pressions hydrostatiques ou hydrodynamiques, des réactions d'appui des bras et des efforts de manœuvre ; la détermination des sollicitations de flexion et la composition de leurs effets ne présentent pas de difficultés particulières.

Dans la plupart des cas, les efforts précités créent d'importants moments de torsion dans la vanne du fait de leur excentricité par rapport au centre de torsion. Les moments de torsion sont différents selon que les manœuvres de la vanne sont commandées par les deux extrémités ou par une seule extrémité, ils sont plus importants dans ce dernier cas ; toutefois, c'est parfois la solution adoptée pour les vannes modernes dont la section transversale en caisson leur confère une grande rigidité torsionnelle ; il faut donc notamment analyser les moments de torsion dans le système.

Vannes commandées aux deux extrémités (effet du poids propre)

La vanne de poids p t/m est en équilibre sous l'action de son poids total, p équilibré à chaque extrémité par l'effort de levage L et la réaction r à l'axe de rotation. La résultante de L et r est égale et opposée à $P/2$ ($P = l \cdot p$). Dans ces conditions, les moments de torsion dans les diverses sections de la vanne s'établissent comme suit : C étant le centre de torsion de la vanne (figure 2.31).

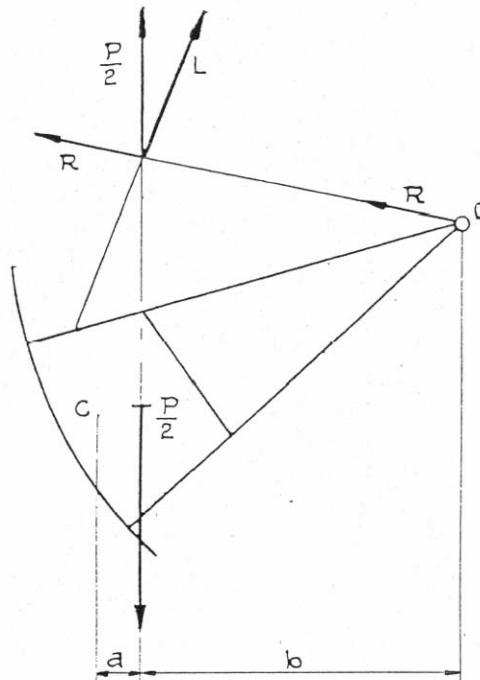


Figure 2.31

$$\text{Extrémité II : } \frac{P}{2} a$$

$$\text{Mi-portée} = \frac{P}{2} a - \frac{pl}{2} a = \frac{P}{2} a - \frac{P}{2} a = 0$$

$$\text{Extrémité I} = -\frac{pl}{2} a = -\frac{P}{2} a$$

Vannes commandées à une seule extrémité (effet de poids propre)

L'équilibre de l'ensemble exige que le poids P de la vanne, l'effort de manœuvre L et la somme des réactions $R_1 + R_2$ en O_1 et en O_2 soient en équilibre (figure 2.32).

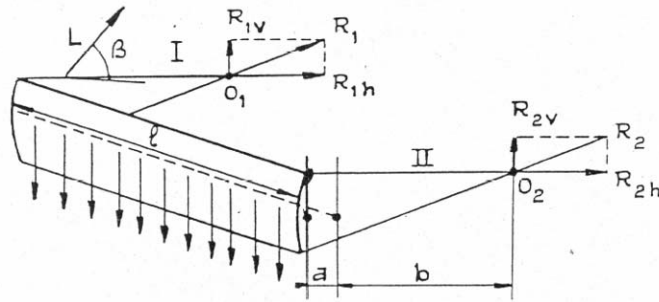


Figure 2.32

$$L \sin \beta + R_{1v} + R_{2v} = P \quad (1)$$

$$L \cos \beta + R_{1h} + R_{2h} = 0 \quad (2)$$

$$L \cdot \delta_L = P \cdot \delta_p + M_o + M_E + M_A + M_I \quad (3)$$

$$R_{2h} \cdot l = 0 \quad (4)$$

$$R_{2v} \cdot l = P \cdot l/2 \quad (5)$$

$$(4) \text{ et } (5) \text{ donnent } R_{2h} = 0 \quad R_{2v} = P/2$$

$$L = \frac{P \delta_p + M_o + M_A + M_I}{\delta_L}$$

D'où R_{1h} et R_{1v} .

Dans ces conditions, on obtient les moments de torsion ci-après :

$$\text{Extrémité II non commandée} = \frac{P}{2}(a+b)$$

$$\text{Mi-portée} = \frac{P}{2}(a+b) - \frac{Pl}{2} a = \frac{P}{2}(a+b) - \frac{P}{2} a = \frac{Pb}{2}$$

$$\text{Extrémité I commandée} = \frac{P}{2}(a+b) - Pa = \frac{P}{2}(b-a)$$

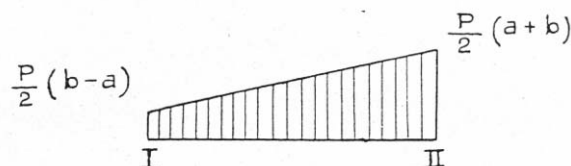


Figure 2.33 Diagramme des moments de torsion (vanne commandée à une seule extrémité)

Vannes partiellement équilibrées (effet du poids propre)

En vue de limiter les efforts de manœuvre et les moments de torsion proportionnels à p , on s'est efforcé de diminuer P en équilibrant partiellement les vannes par des contrepoids. Ces derniers peuvent soit être constitués par des masses se déplaçant par translation dans des puits ménagés dans la maçonnerie des piles ou des culées, soit par la prolongation des bras de support.

Les contrepoids sont notamment très efficaces lorsque la vanne est complètement émergée. Il faut cependant veiller à ce qu'en position fermée, l'étanchéité soit assurée au contact du radier ; dans le premier cas, les forces $P/2$ agissant à chaque extrémité de la vanne sont à diminuer du poids des contrepoids (C.P.).

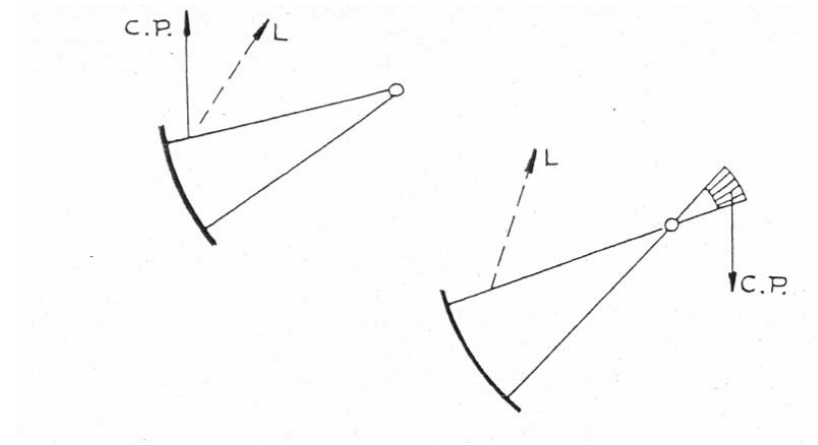


Figure 2.34

Les contrepoids agissent soit indépendamment des organes de manœuvre, soit en liaison avec ceux-ci. On peut calculer les réactions de la même manière que ci-dessus puis en déduire les moments de torsion. Dans le cas particulier de la commande unilatérale, et avec contrepoids en porte-à-faux, les moments de torsion calculés ci-avant doivent être diminués de $CP (a + b + b_2) - CP (a + b) = CP \cdot b_2$. Ils deviennent dès lors :

$$\text{Extrémité II} = \frac{P}{2}(a+b) - CP \cdot b_2$$

$$\text{Mi-portée} = \frac{Pb}{2} - CP \cdot b_2$$

$$\text{Extrémité I} = \frac{P}{2}(b-a) - CP \cdot b_2$$

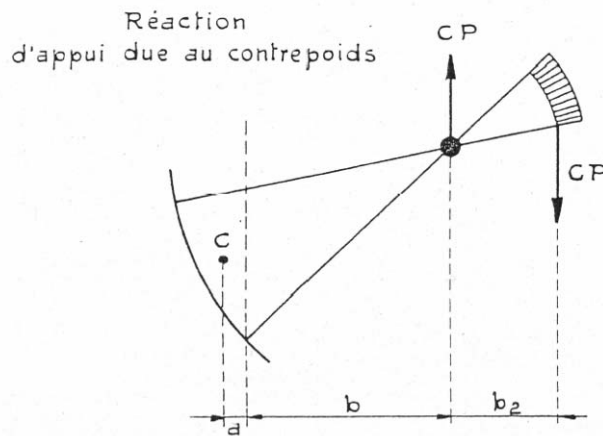


Figure 2.35

Si $CP \cdot b_2$ est tel que $\frac{P}{2}(a+b) = CP \cdot b_2$, on a successivement les moments de torsion :

En O_2 : 0

A mi-portée = $-\frac{Pa}{2}$

En O_1 = - Pa

Après avoir analysé l'effet du poids propre, il faut examiner l'action des pressions hydrostatiques ou hydrodynamiques. Cette étude se conduit de façon semblable à celle des moments de torsion consécutifs au poids propre.

c. vannes avec éléments permettant le déversement superficiel

Ces vannes sont décrites ci-après. Elles sont de deux types : vannes avec hausses basculantes (clapet déversant) et vannes superposées. Pour le premier type comprenant une hausse articulée en plusieurs points de la vanne principale, il y a lieu de tenir compte dans le calcul de l'ossature de cette dernière, des réactions d'appuis exercées par la hausse. Lorsque le débit est faible, la régulation s'effectue en surverse. Lorsque le débit est trop élevé ou lorsqu'on désire faire une chasse (évacuation des sédiments accumulés à l'amont de la vanne), la régulation se fait au moyen de la vanne segment).

En ce qui concerne les vannes superposées, deux cas sont à envisager :

- l'élément supérieur se déplace en prenant appui sur l'élément inférieur. Dans ce cas, l'ossature de ce dernier doit être calculée en tenant compte des actions d'appui de la vanne supérieure ;
- l'élément supérieur est indépendant de l'élément inférieur. Dans ce cas, seuls les efforts transmis par les dispositifs d'étanchéité sont à considérer.

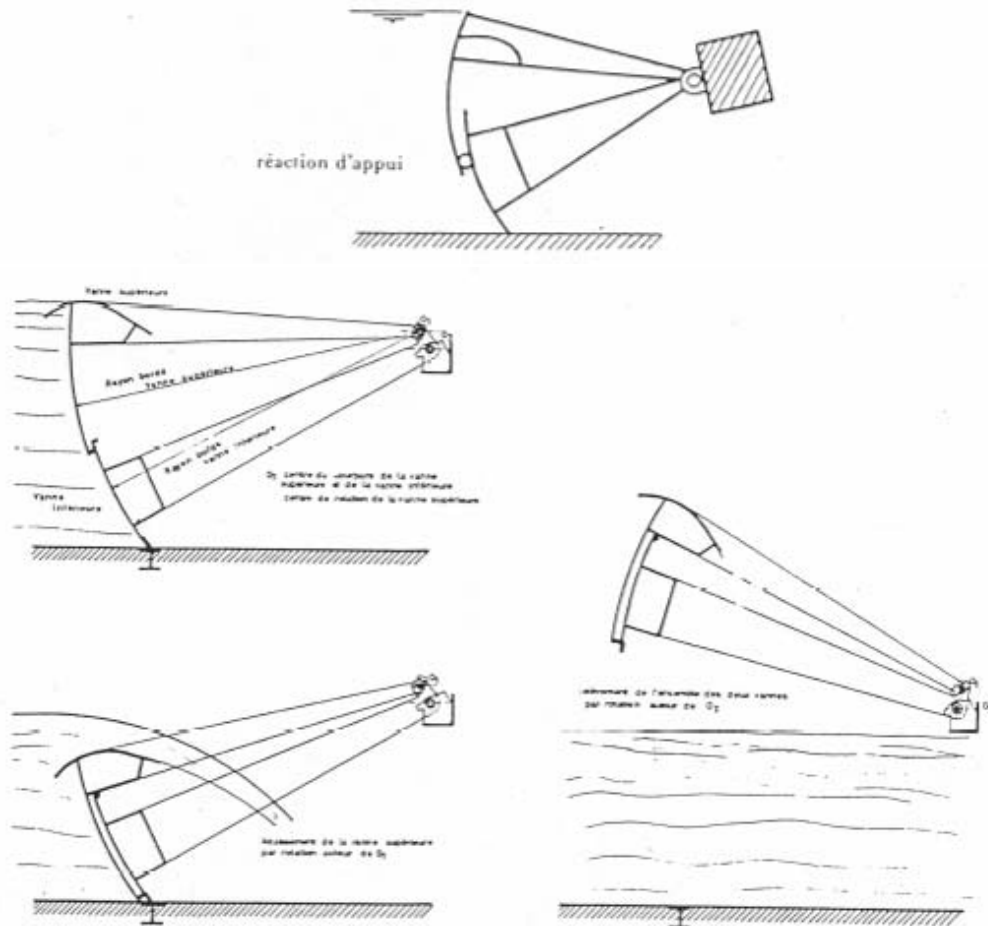


Figure 2.36

d. ossature des vannes segments

À part les effets de torsion qui sont plus importants que dans les vannes levantes, les sollicitations des vannes à segment ne diffèrent guère de celles des premières. Aussi, on a assisté à une évolution semblable dans leur réalisation : vannes rivées constituées à la manière des anciens ponts en treillis (bordage, entretoises, deux maîtresses poutres perpendiculaires au bordage, contreventements multiples) ; vannes tubulaires ou lenticulaires résistant bien à la torsion ; vannes tubulaires en construction soudées suffisamment raides que pour être commandées par une seule extrémité.

La face inférieure des ossatures doit être suffisamment éloignée du radier pour permettre le décolllement de la lame de fond (figure 2.37)

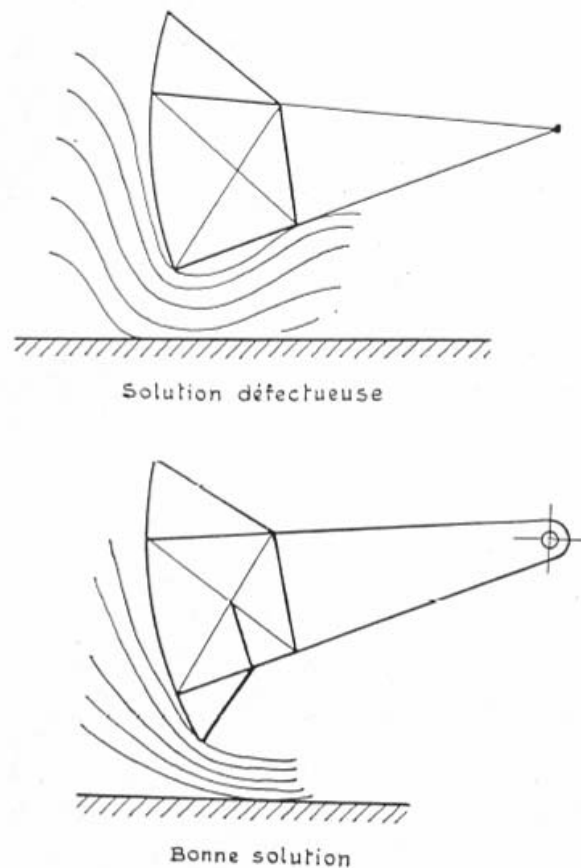


Figure 2.37 Face inférieure du caisson d'une vanne segment

Critiques des vannes segment

Ces vannes présentent plusieurs avantages. Généralement, aucun organe mécanique ne se trouve sous eau ; les efforts de manœuvre sont faibles, on possède le moyen de les réduire au minimum par l'équilibrage des vannes et par le choix judicieux du centre de rotation ; les résistances passives dues aux axes de rotation ont des effets négligeables. Les efforts sont transmis aux piles, ce qui nécessite un dimensionnement en conséquence.

Les organes de manœuvre sont simples et réduits, d'accès facile et d'entretien aisé. Les manœuvres sont très rapides : on les utilise volontiers comme portes de garde.

Les réactions d'appui sont bien localisées, mais variables en grandeur et en direction.

Les axes de rotation sont très chargés surtout si la vanne est munie de contrepoids fixés dans les prolongements des bras.

L'écoulement sous la vanne permet une évacuation aisée des sédiments.

2.4.4 Vanne gonflable

Un barrage gonflable peut être décrit comme une membrane tubulaire en caoutchouc fermée aux extrémités, installée en travers d'un cours d'eau et élevée par remplissage d'air ou d'eau.

Le remplissage ou le dégonflage de l'enveloppe assure la mise en place et la tenue du barrage.

Son dégonflage permet son effacement partiel ou complet, pour assurer le passage des crues.



Figure 2.38 Barrages gonflables

Le système de fixation sur le radier permet de construire des barrages avec de très grandes portées dépassant la centaine de mètres. Ces longueurs sont toutefois limitées par des conditions de fabrication, transport, mise en place, remplacement, ... En général les portées se limitent à une quarantaine de mètres.

La fourchette de hauteur est de 1.5 à 3-4 m, même si l'ouvrage le plus haut mesure 6 m de hauteur (Taiwan) mais chaque constructeur a sa gamme de dimensions de barrages.

Les barrages gonflables sont composés de matériaux simples. Une enveloppe composée d'une combinaison de caoutchouc et de nylon attachée à la fondation à l'aide d'une fixation par broches ou boulons. Un système de gonflage et de dégonflage composé de tuyaux entre la partie principale du barrage et une pompe à eau ou un compresseur, et un système de dégonflage automatique déclenché par la montée du niveau d'eau.

Le matériau des barrages gonflables traditionnels est normalement laminé de façon semi-manuelle et vulcanisé au four. Il existe certaines techniques plus sophistiquées de vulcanisation par pressage permettant plus d'épaisseur et de régularité du matériau.

L'EPDM (Éthylène Propylène Diène Monomère) est un composé qui rend le caoutchouc très résistant aux effets de l'ozone, de la lumière et du vieillissement, lorsqu'il est mélangé avec celui-ci.

Les solutions standard proposées par les fabricants sont gonflées à l'air. Les solutions des ouvrages gonflés à l'eau sont environ 20% plus chers, l'enveloppe ayant alors une forme plus allongée pour une même hauteur de retenue, ce qui nécessite une surface de caoutchouc d'environ 20 % plus importante.

Applications

Les barrages gonflables ont trouvé une large gamme d'utilisation dans le monde entier. Ils sont utilisés par exemple pour l'irrigation, l'approvisionnement d'eau, les usines hydroélectriques, partie supérieure amovible d'un barrage, barrière anti-raz-de-marée, barrière amovible de séparation des eaux usées et propres, bassin de loisir, vanne d'écoulement de sédiments, maintien de niveau d'eau de rivière, ...

Fonctionnement

Le fonctionnement peut être résumé de la façon suivante :

- 1) Quand le niveau amont augmente jusqu'au niveau limite, l'eau entre dans un réservoir suspendu (bucket) et le fait descendre. En descendant, il ouvre la vanne d'évacuation et l'enveloppe se dégonfle.
- 2) La vanne permettant le dégonflement du barrage peut également être commandée automatiquement en fonction d'un capteur qui contrôle le niveau d'eau amont.

Mise en place

La mise en place des barrages gonflables est en général décrite comme rapide et sans difficultés techniques particulières. L'opération la plus longue est la construction ou la préparation du radier en béton.

Les barrages gonflables peuvent être installés sur de nouvelles fondations comme sur des anciennes à condition de s'assurer de la bonne qualité de celles-ci.



Figure 2.39 Installation sur une fondation existante ou sur une nouvelle fondation¹

Régulation

Pour un barrage gonflé à l'air et fabriqué de manière classique, la hauteur d'eau maximum pouvant submerger l'ouvrage est de l'ordre de 20 % de la hauteur totale de l'enveloppe gonflée. Pour un barrage gonflé à l'eau, la hauteur maximum de la lame déversante est de 50 % de la hauteur de l'ouvrage mais la régulation n'est toutefois possible que pour 20% de la hauteur de l'ouvrage.

Les fabricants ne garantissent la stabilité de la lame déversante que pour un certain taux de dégonflement limité à un certain pourcentage de la hauteur totale de l'ouvrage. La stabilité de la lame ne peut être garantie que pour un taux de dégonflement de 17 à 33 % au maximum.

Comportement des barrages gonflables

Le comportement d'un barrage gonflable gonflé à l'air ou à l'eau est différent. Le système de gonflage à l'eau donne un meilleur comportement de la membrane mais l'évolution des

¹ Photos Bridgestone

barrages gonflés à l'air pour pallier cet inconvénient est importante. Les barrages à l'eau nécessitent des filtres pour éviter l'introduction de sédiments dans le circuit de gonflage.

Analyse des différences de comportement

Lame d'eau déversante (overtopping) :

L'épaisseur de la lame déversante permise sur un barrage gonflé à l'eau est plus importante que dans le cas de l'air.

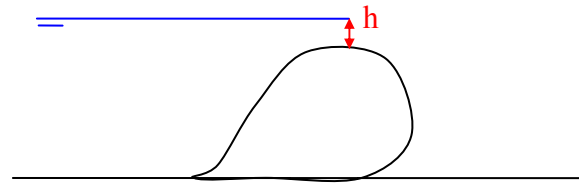


Figure 2.40 Overtopping

Pour une membrane gonflée à l'eau l'overtopping autorisé est de 50% (mais pour une régulation correcte, ce pourcentage est ramené à 20%) alors qu'il est seulement de 20% pour un système gonflé à l'air. Cette différence est importante et il faut particulièrement faire attention au fait qu'il ne s'agit pas d'un pourcentage par rapport à la hauteur de retenue mais par rapport à la hauteur réelle du barrage.

Comportement au dégonflage :

Meilleur contrôle du comportement du ballon s'il est gonflé à l'eau

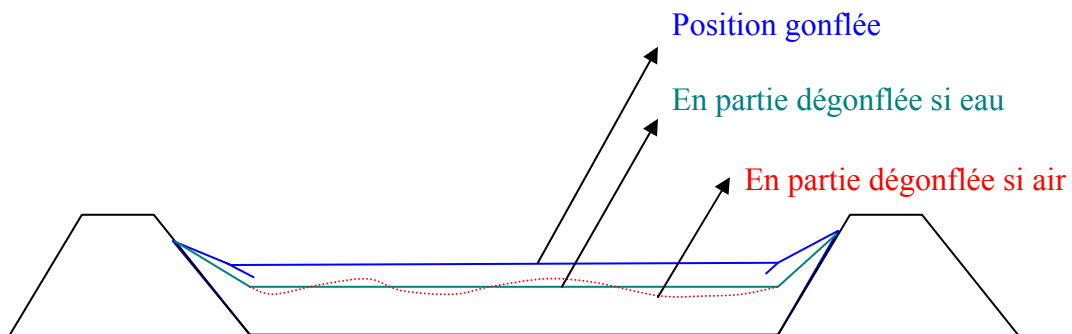


Figure 2.41 Comportement de la membrane suivant qu'elle est remplie d'eau ou d'air

Une membrane gonflée à l'eau a un meilleur comportement lors du dégonflage. En effet, si on compare les lignes verte et rouge sur la figure 2.41, on voit que le comportement d'une vanne gonflée à l'eau est beaucoup plus régulier et homogène que dans le cas d'une vanne gonflée à l'air (phénomène de « V-notch »).

Un des problèmes majeurs qui peut se produire dans le cas d'une installation avec de l'eau est de ne pas pouvoir rejeter l'eau en aval du barrage si la hauteur d'eau aval est trop importante. De plus le système avec eau demande une installation plus importante (drain, filtre et pompe).

Solution pour améliorer le comportement des systèmes à l'air

Plusieurs solutions ont été proposées pour améliorer le comportement des membranes gonflées à l'air. Les principales sont exposées ci-après.

Ajout d'un "fin" :

Pour réduire le phénomène de vibration, certains constructeurs équipent leur bouchure gonflable d'un appendice appelé "fin" travaillant comme un déflecteur et permettant une meilleure aération de la lame d'eau déversante.

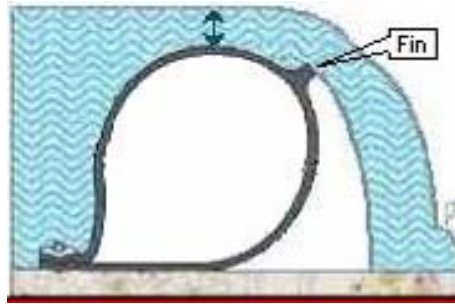


Figure 2.42 Fin²

Ce fin permet de réduire les vibrations de 50%.

Le fin permet également un meilleur comportement de la bouchure lors de son dégonflage. Il permet en particulier d'obtenir une structure assez plate dans le fond de la rivière.

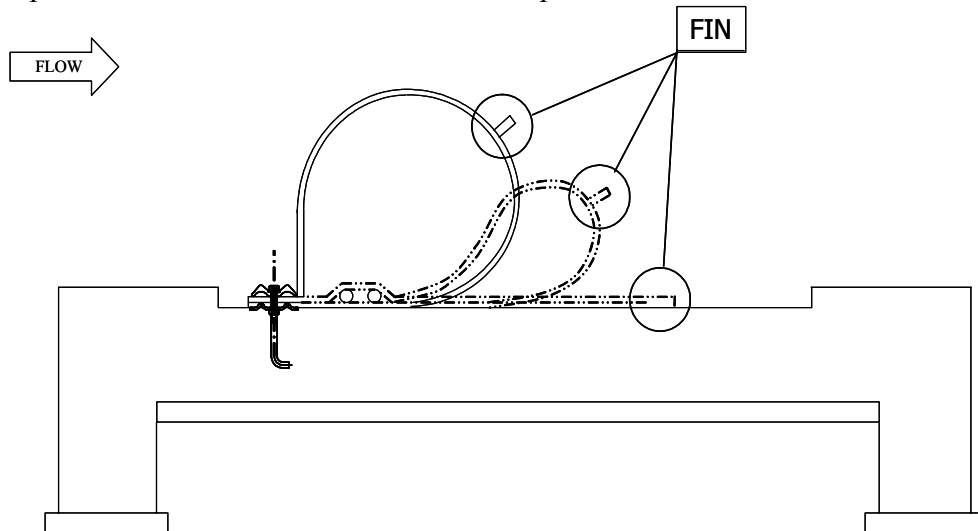


Figure 2.43 Effet du fin sur le dégonflage

L'équipement des membranes par des "spacer" (tuyaux qui parcourent le barrage) permet un dégonflage total de la bouchure en évitant les poches d'air. Cette technique n'est actuellement utilisée que par Bridgestone.

² www.bridgestoneindustrial.com/RubberDam/design.htm

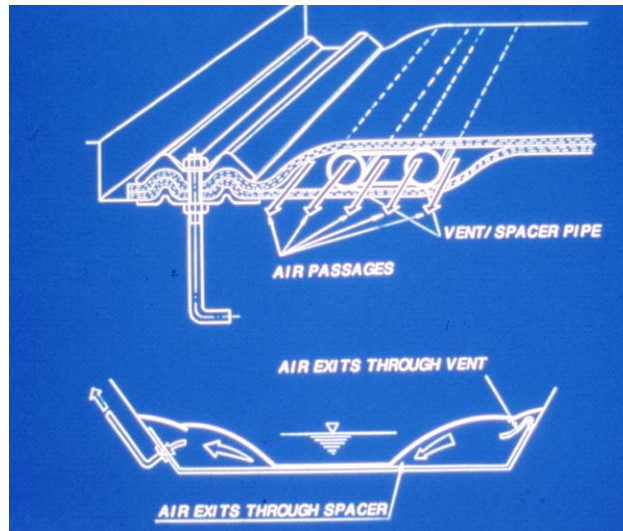


Figure 2.44 Effet du "spacer"

Multi-Chamber (Sumigate) :

Dans ce cas, la membrane gonflable est séparée en plusieurs parties appelées chambres.

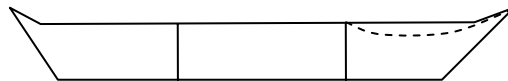


Figure 2.45 Système multi chambre

Ce procédé permet un meilleur maintien du niveau de retenue en ne dégonflant qu'une ou plusieurs chambres

Multi-Deflation (Sumigate) :

La membrane est séparée en deux chambres mais cette fois dans le sens longitudinal.



Figure 2.46 Système à deux chambres

La hauteur de la bouchure peut être contrôlée en dégonflant d'abord la partie inférieure. Quand celle-ci est entièrement dégonflée c'est comme si nous avions une membrane à une seule chambre.

Etudes comparatives

Comparaison entre les barrages gonflés à l'eau ou à l'air :

Les vannes gonflables sont composées d'une membrane en caoutchouc qui se gonfle ou se dégonfle selon le niveau d'eau amont. La membrane peut être remplie d'air ou d'eau. Les deux solutions présentent des avantages qui selon les cas feront pencher la balance vers l'une ou l'autre solution. La comparaison des deux systèmes est réalisée ci-dessous sous forme d'un tableau.

Points étudiés	Barrage gonflé à l'air	Barrage gonflé à l'eau
Température	La pression de l'air varie en fonction de la température extérieure	La température de l'eau varie en fonction de la température extérieure et l'eau peut éventuellement geler dans les régions froides
Charge sur la fondation	L'effort reporté sur le radier est moins important et ce système peut donc convenir pour de faibles fondations	L'effort reporté sur le radier est plus important ce qui ne convient pas pour de faibles fondations
Equipement spécial	Aucun équipement spécifique n'est nécessaire sauf des déshumidificateurs	Un désableur et un réservoir sont nécessaires
Longueur de membrane	Le périmètre de la membrane est à peu près de 3,48 fois la hauteur de la vanne gonflée	Le périmètre de la membrane est à peu près de 4,69 fois la hauteur de la vanne gonflée. Il faut donc 35% de caoutchouc en plus
Lame déversante	20% maximum de la hauteur du barrage. 50% peuvent être atteints en utilisant un "fin" mais la régulation n'est plus possible	50% maximum de la hauteur du barrage. Si le niveau d'eau aval est élevé, l'épaisseur de la lame déversante est plus faible
Stabilité du corps	Phénomène d'instabilité (V-notch) lors du dégonflage	Dégonflage uniforme de la membrane
Contrôle du débit et du niveau amont	Difficile en cas de V-notch Système de contrôle du niveau amont en option	Possible (dans une certaine limite)
Temps de gonflage/dégonflage	Plus court Plus sûr en cas de crue rapide	Plus long Dangereux en cas de crue rapide
Gonflage/dégonflage pipeline	Pas d'encrassement Diamètre nécessaire de tuyaux moins important Moins de corrosion	S'encrasse facilement avec du sable ou des sédiments provenant des réservoirs Le diamètre nécessaire des

		tuyaux est plus important Plus de corrosion à cause de l'eau Utilisation d'acier galvanisé pour éviter la corrosion Coût de maintenance plus élevé
--	--	---

Figure 2.47 Tableau comparatif des barrages gonflés à l'air ou à l'eau

Gonflé à l'air: Pression interne (mAq)/hauteur du barrage = 1 Circonférence = 3,48*hauteur du barrage	Gonflé à l'eau: Pression interne (mAq)/hauteur du barrage = 1,5 Circonférence = 4,69*hauteur du barrage
---	---

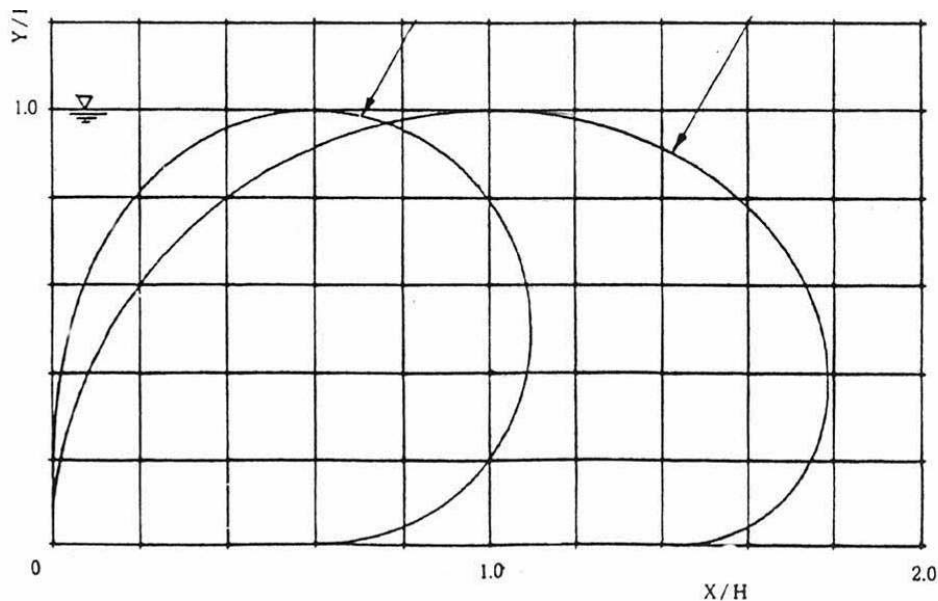


Figure 2.48 Comparaison d'un barrage gonflé à l'air ou à l'eau

Le fait que la membrane d'un barrage gonflé à l'air soit plus petite implique:

- moins de caoutchouc de membrane;
- moins de béton puisque le radier ne doit pas être si grand;
- une diminution du prix (toutes autres choses restant égales car il existe une grande diversité de formules et donc de prix dans les produits que proposent les différents fabricants)

Coût

Le ratio moyen entre le coût de la membrane et le coût du génie civil est de l'ordre de 0.9 avec toutefois une assez grande dispersion.

Les proportions respectives du coût de la membrane dans le coût total de l'ouvrage est de 35 % à 45 % en moyenne tandis que celui du génie civil est plutôt de l'ordre de 40 % à 45 % toujours en moyenne. Les 10 à 20 % restant pouvant représenter des travaux divers. Ces prix sont donnés à titre indicatif car ils varient fortement d'une région du globe à l'autre. De même, les prix des matériaux nécessaires à la confection de la boudruche sont assez instables.

Nouveau procédé

Le problème des nouvelles techniques est le manque d'information sur la fiabilité et l'expérience :

- peu d'informations sont disponibles sur les performances hydrauliques (contrôle du niveau d'eau, création de vibrations par la lame déversante, vibrations, phénomène de v-notch) ;
- avantages et désavantage d'un état de gonflement partiel du boudin (contrôle du niveau d'eau, stabilité et déformation du ballon) ;
- manque de standard pour le design et les exigences ;
- manque de connaissances sur les raisons des dommages causés aux barrages gonflables dans le passé ;
- vulnérabilité au vandalisme bien qu'un renforcement puisse être obtenu en incorporant de la céramique dans l'épaisseur de l'enveloppe (20 % plus coûteux)
- améliorer et remettre en valeur le design des barrages gonflables (déflecteurs, pressions internes)

Critique des vannes gonflables

Afin de critiquer cette vanne, il nous a semblé opportun de la comparer avec une vanne classique, la vanne clapet.

	Vanne gonflable	Vannes acier (clapet)
Génie civil	Structure légère Fondation simple	Piles hautes Fondation plus importante
Débouché hydraulique	Longue passe possible Moins de piles → moins d'obstacles dans l'écoulement Piles inclinées → piles plus importantes	Longueur des vannes limitées Plus de piles → Plus d'obstacles dans l'écoulement
Flexibilité Sécurité d'effacement du barrage	Le barrage peut se coucher si il y a un obstacle car il s'adapte à la forme de celui-ci Importante ouverture de la vanne d'échappement Pas de risque de blocage	Le barrage peut ne pas pouvoir se coucher Il y a un risque que la bouchure se coince.
Problème de fondation (mouvement)	Le barrage s'adapte et peut être dégonflé normalement	Il est possible que suite à certains mouvements du sol, il ne soit plus possible de coucher la vanne.
Fonctionnement	Fonctionnement simple Les systèmes de compresseurs ne doivent pas être trop importants	Fonctionnement mécanique plus compliqué Moteurs relativement importants
Système de contrôle	Simple	Simple ou automatisé

Chapitre 2 - Les barrages mobiles

	Manuel ou complètement automatique	
Maintenance	Pas besoin de peinture Inspection visuelle pas évidente Réparation assez facile	Besoin de peinture régulièrement Inspection visuelle assez aisée Réparations plus compliquées
Problème du froid, neige, ...	Pas de problème, bonne capacité d'absorption des blocs de glace	Des blocs de glaces peuvent gêner la structure et même l'endommager.
Contrôle du niveau amont	Contrôle assez précis pour 20% de la hauteur du barrage Contrôle impossible si apparition de vibrations et de V-notch.	Simple et précis
Durée de vie	Bonne résistance au vieillissement et à l'abrasion Espérance de vie comparable au clapet (estimation)	Durée de vie de 50 ans en considérant une bonne maintenance
Coût	Faible coût à la construction mais surtout à la maintenance	La comparaison du prix est difficile car les configurations sont différentes

2.4.5 Vanne gonflable avec volet métallique

La vanne Obermeyer se compose d'une vanne clapet s'appuyant sur un coussin gonflé à l'air permettant de réguler de manière finie la position du volet métallique, de la position complètement couchée, à celle complètement debout. Le système s'appelle « Obermeyer » du nom de la firme qui l'a breveté et le commercialise aujourd'hui. Ce système utilise uniquement des membranes gonflées à l'air car la pression exercée sur le coussin est plus importante que dans le cas d'un barrage gonflable traditionnel : pression = 2 bars pour une boudruche de 3 m de haut, et cela dû à la présence du poids du clapet venant s'ajouter au poids de l'eau. Il serait de plus très difficile d'avoir un bon comportement du système avec des membranes gonflées à l'eau.

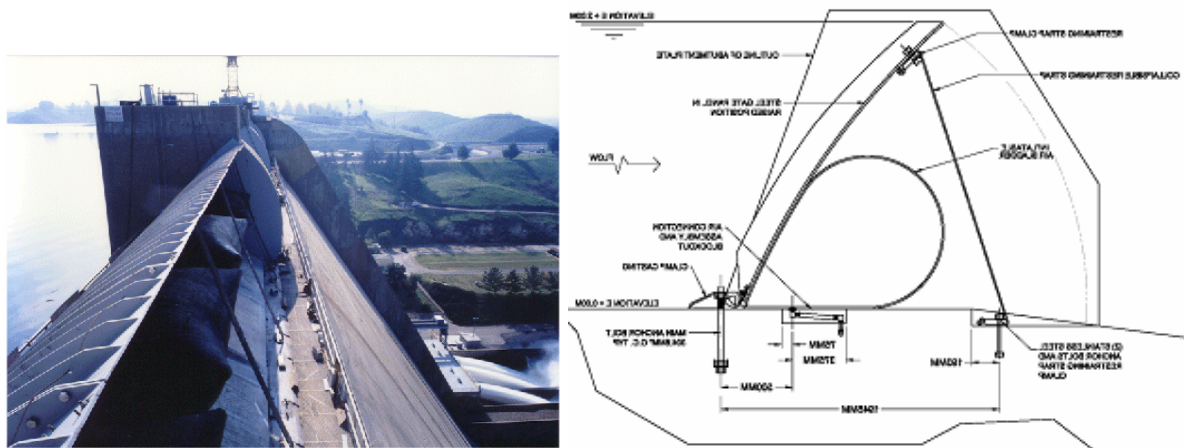


Figure 2.49 Vue d'une vanne de type Obermeyer [14]

Le clapet métallique est toujours appuyé sur le coussin d'air, lui procurant ainsi une protection amont contre tous les embâcles susceptibles de venir le percuter. En position complètement couchée, le clapet se place par-dessus le coussin alors dégonflé, se comportant encore une fois comme une protection pour le coussin en caoutchouc. Ce système modulaire permet de réaliser des vannes d'une très grande portée. On obtient un système sécuritaire car, en cas de dommage sur un des coussins d'air, il n'y a pas de conséquence directe sur la bonne tenue de l'ensemble de l'ouvrage.

La période de la vibration d'une vanne d'Obermeyer n'est généralement pas plus grande qu'une seconde, cela s'explique par l'appui très souple qui est fourni par les boudruches remplies d'air. La masse de la vanne est également relativement faible parce qu'il n'y a pas besoin de rigidité de torsion. De plus, l'amortissement est important parce que le mouvement de la vanne exige une expulsion d'air ou une prise d'air dans l'espace sous la vanne. Pour ces raisons, les vannes Obermeyer ne sont pas sujettes au comportement vibratoire des clapets traditionnels.

L'installation du système Obermeyer est très simple et très rapide. Le temps d'installation d'un système de vanne gonflable à volets métalliques tel que le système Obermeyer, dépend essentiellement de la taille requise de la vanne. La procédure d'installation peut être divisée en 6 grandes phases.

1. Installation des ancrages ;
2. Installation de la tuyauterie enterrée ;
3. Installation des plats d'ancrage latéraux ;
4. Installation de la vanne proprement dite, clapets et boudruches modulaires ;
5. Installation et connexion de l'équipement de contrôle ;
6. Essais et finition de la vanne.

La phase la plus longue est l'installation des ancrages. Ceux-ci sont déjà en place avant que le béton ne soit coulé. Ils peuvent aussi être forés ou encore scellés au béton préexistant à l'aide d'une résine d'époxy. De plus, ceux-ci sont à installer en très grand nombre et avec précaution, l'espace entre les ancrages principaux étant de 300 mm, sur une vanne de 50 m de long, cela fait environ 150 ancrages à installer.

Chapitre 2 - Les barrages mobiles

L'installation peut également se décomposer de manière plus précise en listant les phases d'installation des différents composants du système. A cet effet, un exemple a été réalisé pour une vanne d'une hauteur jusqu'à 3m et d'une longueur inférieure à 25 m.

<i>Séquences</i>	<i>Temps d'installation</i>
Placement des ancrages	3 jours
Installation des lignes d'alimentation d'air	2 jours
Installation des plats d'ancrages latéraux	2 jours
Placement de la boudruche sur la fondation et la connecter à l'alimentation en air	30 minutes
Fixation la rotule de battement	30 minutes
Placement du clapet métallique	30 minutes
Fixation et serrage des charnières	60 minutes
Répéter toutes ces opérations pour le second tronçon de vanne	150 minutes
Attacher les joints d'entre clapet	60 minutes
Répéter cela pour autres tronçons	
Fixation des joints aux plats d'ancrage métalliques et aux culées	60 minutes
Lever le clapet par gonflage et fixer les courroies de maintiens	60 minutes/clapet
Revissage des ancrages	60 minutes
Installation du compresseur, du dessiccateur et du système de contrôle	4 à 5 jours
Ouverture du système	1 jour

Les panneaux métalliques sont fabriqués en acier très résistant, soit galvanisé, soit inoxydable, selon ce que le client préfère. La légère courbure des panneaux permet d'offrir une protection et un espace de rangement sous le panneau pour les boudruches lorsque celles-ci sont complètement dégonflées.

Les panneaux (figure 2.50) pour les systèmes de plus de 1 m de retenue sont composés de raidisseurs et de nervures parallèles à la direction de l'écoulement. Les raidisseurs procurent de la résistance sans faire obstacle à l'écoulement. Une grande résistance en torsion n'est pas nécessaire grâce à l'appui uniforme que forment les ballons. Il n'y a pas de limitation du nombre de clapets qui peuvent être joints entre eux et il n'y a pas de relation directe entre la hauteur et la longueur de la vanne.

Le clapet est fourni avec une série de goujons filetés destinés au maintien des courroies aval en caoutchouc dont le rôle sera expliqué plus tard. Des goujons similaires sont placés de part et d'autre du clapet pour permettre de le sceller au clapet adjacent ou à la culée. Le bord supérieur aval du clapet est également muni de trous et de goujons afin de permettre la fixation du déflecteur.



Figure 2.50 Illustration des clapets et de leur profil

Les membranes gonflables (figure 2.51) en caoutchouc sont fabriquées par le même procédé que celui utilisé pour les pneus de voitures. Un revêtement intérieur de butylcaoutchouc procure d'excellentes propriétés de rétention d'air. Une couche intermédiaire de haute résistance à la traction contenant de multiples couches de polyester ou d'aramide formant des sortes de bandages donne la résistance mécanique nécessaire pour contenir la pression interne. La couche externe composée de matériaux composites résistant au vieillissement et à l'ozone, comme le EPDM, protège les ballons de l'usure et de l'altération.

L'épaisseur minimum des boudruche est de 10 mm, mais celle-ci dépend de la résistance requise de la boudruche qui elle-même dépend de la hauteur du clapet que la boudruche sera amenée à supporter.

Comme nous l'avons déjà mentionné, les boudruches sont uniquement gonflées à l'air. Le temps de gonflage est fonction du type de compresseur d'air utilisé. Chaque boudruche est en effet raccordée à une ligne d'alimentation en air. Les boudruches sont toutes indépendantes l'une de l'autre. Si l'une d'entre elles est endommagée, cela n'influence en aucun cas le maintien des autres boudruches.

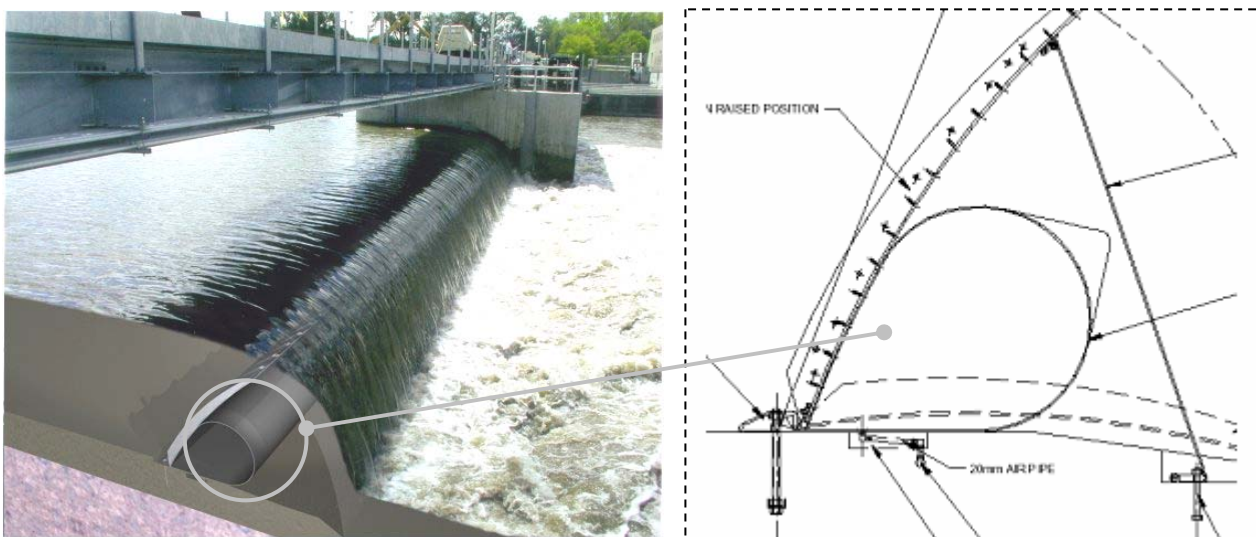


Figure 2.51 Illustration par plan technique des boudruches [14]



Figure 2.52 Courroie souple en caoutchouc [14]

A chaque clapet, est fixée une courroie souple (figure 2.52) réalisée dans le même type de caoutchouc que les boudruches. Ces courroies sont attachées au radier par deux boulons d'ancrage, de même qu'au clapet par deux brides métalliques. La courroie se replie lors du dégonflage des boudruches et disparaît avec les boudruches sous le clapet lorsque celui-ci est en position complètement couchée. Elles sont placées au nombre de deux par clapet métallique. Leur rôle est de prévenir un éventuel arrachement du clapet et de maintenir le contact entre la boudruche et le clapet qu'elle supporte. Lorsque la hauteur d'eau à retenir est supérieure à 4 m, le système nécessite parfois l'emploi de deux boudruches au lieu d'une. Dans le cas présent, la firme Obermeyer nous a confirmé qu'une seule boudruche serait utilisée.

La maintenance des vannes gonflables avec clapets métalliques de type Obermeyer n'est pas très importante. Au niveau de la boudruche, celles-ci sont rarement endommagées grâce à la protection du clapet qu'elles supportent. Il y a des exemples, aux Etats-Unis, où une des boudruches a été endommagée par des tirs de carabines. Dans ce cas précis, il est nécessaire de réparer la boudruche à l'aide d'une sorte de rustine. Ceci peut être réalisé sans dégonfler la boudruche pour autant que le compresseur soit en état de marche pendant toute la durée de la réparation et qu'il n'y ait pas d'eau à l'aval de la vanne. Dans le pire des cas, la boudruche a besoin d'être remplacée. Il est alors nécessaire d'isoler la boudruche par un système de batardage afin d'effectuer le travail de réparation à sec.

Remplacer une boudruche est beaucoup plus facile et meilleur marché que de remplacer la membrane d'un barrage gonflable. L'acier galvanisé a une durée de vie de l'ordre de 30 ans selon les conditions de la rivière (acidité, pollution, corrosion, etc.). S'il y a beaucoup de pierres ou roches dans la rivière, l'enduit de protection pourrait être endommagé ; dans ce cas

il serait nécessaire de sortir les clapets en acier et de les re-galvaniser. D'autres options sont : la peinture en utilisant deux types d'enduit d'époxy ou encore utiliser des clapets en acier inoxydable. Une peinture époxyde sera bonne pendant 15 à 20 années. Encore une fois, cela dépend de la nature des eaux de la rivière. Les aciers inoxydables possèdent une durée de vie de l'ordre de 50 ans.

Dans le cas de volets métalliques réalisés en acier inoxydable, nous pouvons considérer qu'il n'y a pas de maintenance nécessaire durant les 20 premières années. Nous allons considérer un clapet en acier dans le cadre de ce rapport. Dès lors un coût relatif à la maintenance dudit clapet sera pris en compte.

Critique des barrages gonflables à volets métalliques

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Régulation large de la position du clapet métallique par gonflage et dégonflage des boudruches => déversoir très contrôlable. ▪ Vanne clapet protège les boudruches contre les chocs des embâcles. ▪ Système modulaire => installation rapide (peu de grues nécessaires) et une maintenance facilitée. ▪ Système modulaire => système d'exploitation sûr car l'endommagement d'une boudruche n'influence pas la bonne tenue de l'ensemble du déversoir. ▪ Gonflage propre à air comprimé => pas de fluide hydraulique ou autres fluides polluants. ▪ Installation facile, rapide et durable. ▪ Pas de limite de portée et pas de piles intermédiaires. ▪ Tous les composants en acier subissent des études poussées par des programmes d'analyse par éléments finis. ▪ Culée verticale => déboucher hydraulique maximum et coût réduit pour le génie civil. ▪ Pas de problème de vibration grâce à la présence du clapet métallique qui joue le rôle d'un déversoir à paroi mince, ce qui implique un décollement de la nappe. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Un manque d'expérience dans cette technique encore nouvelle (surtout en Europe). ▪ La pression supplémentaire supportée par les boudruches qui reprennent à la fois le poids du clapet métallique et le poids de l'eau ▪ La jonction entre les clapets métalliques et les différentes boudruches requiert une certaine précision pour éviter tout risque de fuite.

2.5 Fonctionnement hydraulique des barrages mobiles

En période de pénurie (étiage), la gestion coordonnée des ouvrages doit veiller avant tout à une juste répartition des débits disponibles entre les cours d'eau et les canaux. Des mesures d'économie peuvent être exigées auprès de tous les utilisateurs : réduction des captages et des rejets, limitation de la navigation, ...

Les réserves d'eau disponibles dans les grands barrages réservoirs (Complexe de l'Eau d'Heure, Eupen, Gileppe) sont utilisées pour soutenir le débit naturel de la Meuse et de la Sambre lorsqu'il est insuffisant. Cette utilisation des réserves doit cependant être raisonnée, les lacs de barrages ne constituent pas des ressources illimitées et doivent pouvoir assumer leurs fonctions propres : eau potable, loisirs, production d'électricité, ...

Lorsque le fleuve ou la rivière aménagé entre dans une crue sévère, les barrages au fil de l'eau sont complètement abaissés ou retirés, ils n'ont plus aucune influence sur l'écoulement, et le niveau d'eau ou axe hydraulique reprend une allure naturelle.

Si le débit continue à augmenter, cet axe hydraulique naturel s'élève de plus en plus et des débordements peuvent se produire.

En crue, les barrages réservoirs sont également mis à contribution : ils retiennent une partie du débit en excès et jouent un rôle d'écrêtage des crues. La coordination consiste dans ce cas à écrêter au bon moment et à ne libérer les volumes retenus que lorsque les débits dans les cours d'eau sont à nouveau en baisse, ceci bien entendu dans les limites de sécurité du barrage.

Lorsque le débit est nul ou peu important, l'équilibre instauré par la bouchure est hydrostatique et les pressions se calculent aisément quelle que soit la forme du bordage (figure 2.53).

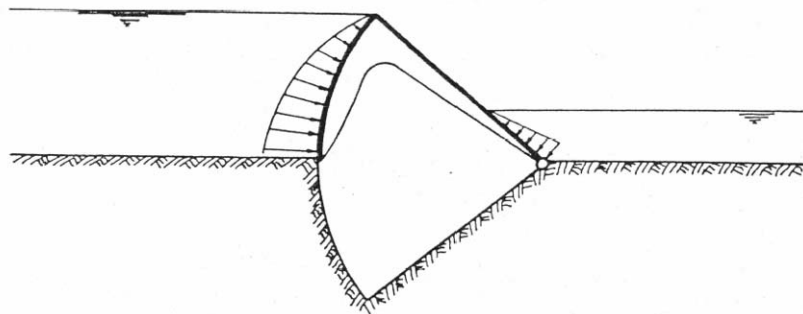


Figure 2.53 Résultante des pressions hydrostatiques agissant sur le bordage d'une vanne

Si un débit important coule au travers d'un barrage, il convient de déterminer les pressions hydrodynamiques. Les pressions sont modifiées par suite de la mise en vitesse de l'eau. Une approximation de la valeur de ces pressions est obtenue dans les zones à l'amont des bouchures en supposant que dans tous les plans verticaux à l'axe de la vanne, l'écoulement est irrotationnel et on calcule les caractéristiques de cet écoulement par voie graphique ou numérique.

Effets de la dépression – aération des nappes

Lorsque, en un point du bordage d'une nappe, la vitesse devient importante, la pression relative $y - \frac{V^2}{2g}$ peut devenir négative, il y a dépression et dans certains cas extrêmes, risque de cavitation. Ce régime est particulièrement instable et engendre des vibrations dans la vanne et de là, dans les piles et les organes de manœuvre. On évite les dépressions, soit en provoquant le décollement où elles risquent de se produire, soit en aérant correctement la lame.

- a) On provoque le décollement de la lame par un changement brusque de courbure de la vanne. Considérons un point A d'une vanne où existe un changement brusque de courbure. Si a et b, parois de la vanne étaient des lignes de courant, e_1 et e_2 normales respectivement à a et à b en A seraient des équipotentielles de valeurs différentes. Cela impliquerait une vitesse infinie en A ($V = \frac{\Delta\phi}{\Delta S}$ où $\Delta S=0$) ce qui n'a aucune signification physique. En réalité, les lignes de courant se détachent de la vanne en A pour suivre les trajets indiqués sur la figure 2.54.

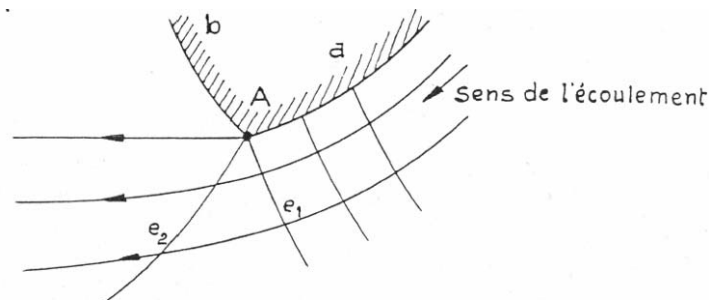


Figure 2.54

- b) Envisageons maintenant une vanne telle que la pression relative en un point B soit proche de zéro. Admettons qu'au voisinage de B, la lame déversante soit aérée, c'est-à-dire que la pression atmosphérique règne en B. Dans ces conditions, la lame se détachera en B, sinon la pression relative aurait tendance à diminuer et à devenir négative, ce qui est incompatible avec les conditions aux limites.

Un des effets défavorables des dépressions est d'augmenter les efforts de manœuvre sur certains types de vannes dont la face inférieure fait un angle trop faible avec le radier du barrage. Les calculs et les essais montrent que le danger de dépression à la partie inférieure du bordage des vannes existe quand l'angle du bordage avec le radier est trop faible (vannes cylindriques, par exemple). Ce fait s'explique comme suit : le réseau d'écoulement des vannes dont le bordage est tangent à l'horizontale ou la coupe sous un angle faible est composé de carrés assez petits sur une zone assez importante, au voisinage de l'horizontale ; dans l'étendue de cette zone, les vitesses sont très grandes et la pression théorique voisine de zéro d'où dépression ou danger de dépression ; au contraire un bordage coupant l'horizontale sous un angle suffisamment grand donne naissance à un réseau d'écoulement moins dense et

s'évasant très rapidement d'où vitesses très fortes uniquement au droit de l'arête inférieure. En pratique, l'angle d'attaque minimum est de l'ordre de 50° .

Pour diminuer les effets de fatigue engendrés par les vibrations, il faut faire en sorte que les vibrations n'apparaissent que pour des épaisseurs de lames peu courantes. Pour ce faire, il convient, dès que l'on constate des vibrations fréquentes, de modifier légèrement soit la structure par l'adjonction de masses métalliques qui en modifient l'inertie, soit la lame déversante : ceci permet de reporter les vibrations sur d'autres positions des vannes.

Fonctionnement hydraulique des barrages mobiles

Le but du barrage est, rappelons-le, de maintenir constante une flottaison amont quel que soit le débit. Pour ce faire, la vanne doit s'effacer plus ou moins en fonction de ce débit. Le problème qui se pose donc est de savoir de quelle manière la vanne doit se déplacer.

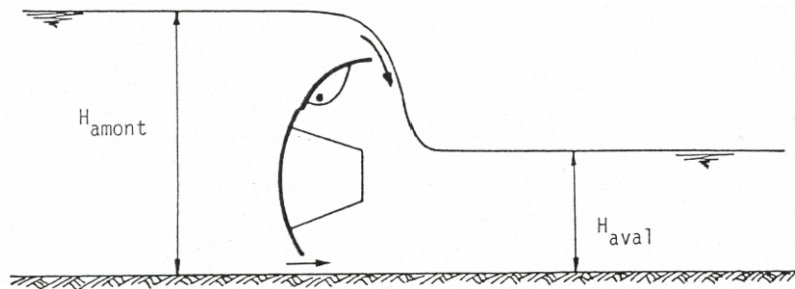


Figure 2.55

Pour résoudre ce problème, supposons que le barrage mobile comporte une pièce supérieure basculante et une partie inférieure levante (figure 2.55). Il faut commencer par estimer la capacité d'évacuation de la vanne seule, extraite de son contexte fluvial. L'écoulement peut se produire de trois manières : en déversoir, en déversoir et en lame de fond et en lame de fond seule en fonction de la position du groupe vanne inférieure – vanne supérieure. C'est par essais sur modèles que l'on résout le plus aisément ce problème. Il n'est pas nécessaire dans une première phase de construire un modèle de tout le barrage mais seulement le modèle d'une seule passe à une échelle pas trop petite (par exemple 1/25). On en déduit sans peine le comportement de tout l'ouvrage.

Ainsi pour le barrage d'Ampsin-Neuville [7], on trouve pour l'écoulement en déversoir le résultat ci-après (figure 2.56). En pratique, on considère donc que le niveau amont est constant et que lorsque le débit qui arrive augmente, la vanne se baisse petit à petit. Ce faisant, elle permet de garder un niveau amont constant. La hauteur h d'écoulement de surface au-dessus de la vanne est liée au débit qui passe par la formule :

$$Q = \mu \cdot b_{\text{eff}} \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \quad (2-5)$$

Les différents paramètres intervenant dans cette formule sont les suivants :

- μ = coefficient d'écoulement, propre à un déversoir
- b_{eff} = largeur efficace de la passe, dépendant de la largeur et de la forme des piles
- h est la hauteur d'eau au dessus du niveau de l'arête du déversoir.

Comme dit ci-dessus, la prise en compte de l'influence des piles conduit à calculer une largeur efficace de passe. L'écoulement sur le déversoir est contraint de se diviser au niveau des piles, ce qui provoque une séparation à la paroi de celles-ci (figure 2.56).

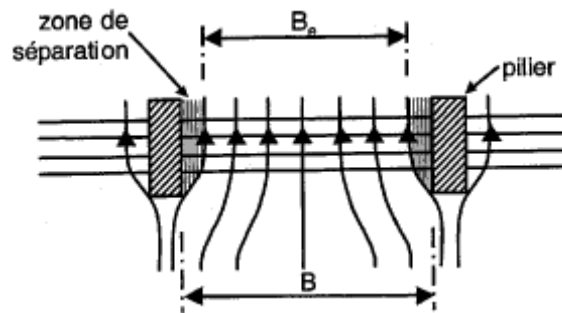


Figure 2.56

Soit B, la largeur géométrique entre deux piles, la largeur efficace B_e est donnée par :

$$B_e = B - 2 K_p \bar{H} \quad (2-6)$$

où K_p est le coefficient de contraction latérale. Ce coefficient est fonction de la forme et de la disposition de la pile par rapport au déversoir (figure 2.57).

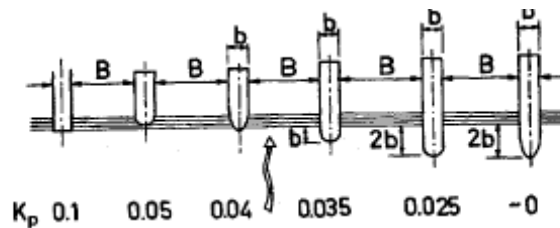


Figure 2.57

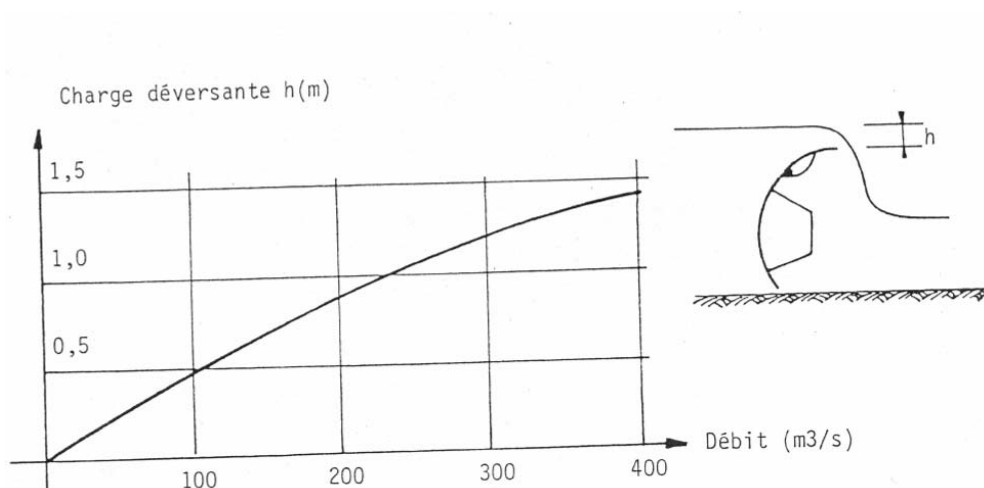


Figure 2.58

Pour l'écoulement mixte et par lame de fond seule, on obtient le résultat suivant (figure 2.59) :

Les résultats expérimentaux n'ont pas tenu compte des réactions du fleuve : les ouvrages étudiés ont été extraits de leur contexte naturel et c'est ainsi que les techniciens ont pu faire varier le débit en fonction de la position du niveau aval. En consultant la figure 2.59, on constate que, théoriquement, il y aurait une infinité de possibilités de réaliser un débit donné par une judicieuse combinaison de A et de h_{aval} . En fait, h_{aval} n'est pas libre mais fixé par les conditions du bief aval, c'est-à-dire par le barrage établi à l'aval de ce bief. Les positions de fonctionnement d'un barrage déterminé sont donc non seulement régies par les courbes que nous évoquons, mais aussi par la courbe limnimétrique des débits dans la section située immédiatement à l'aval du barrage.

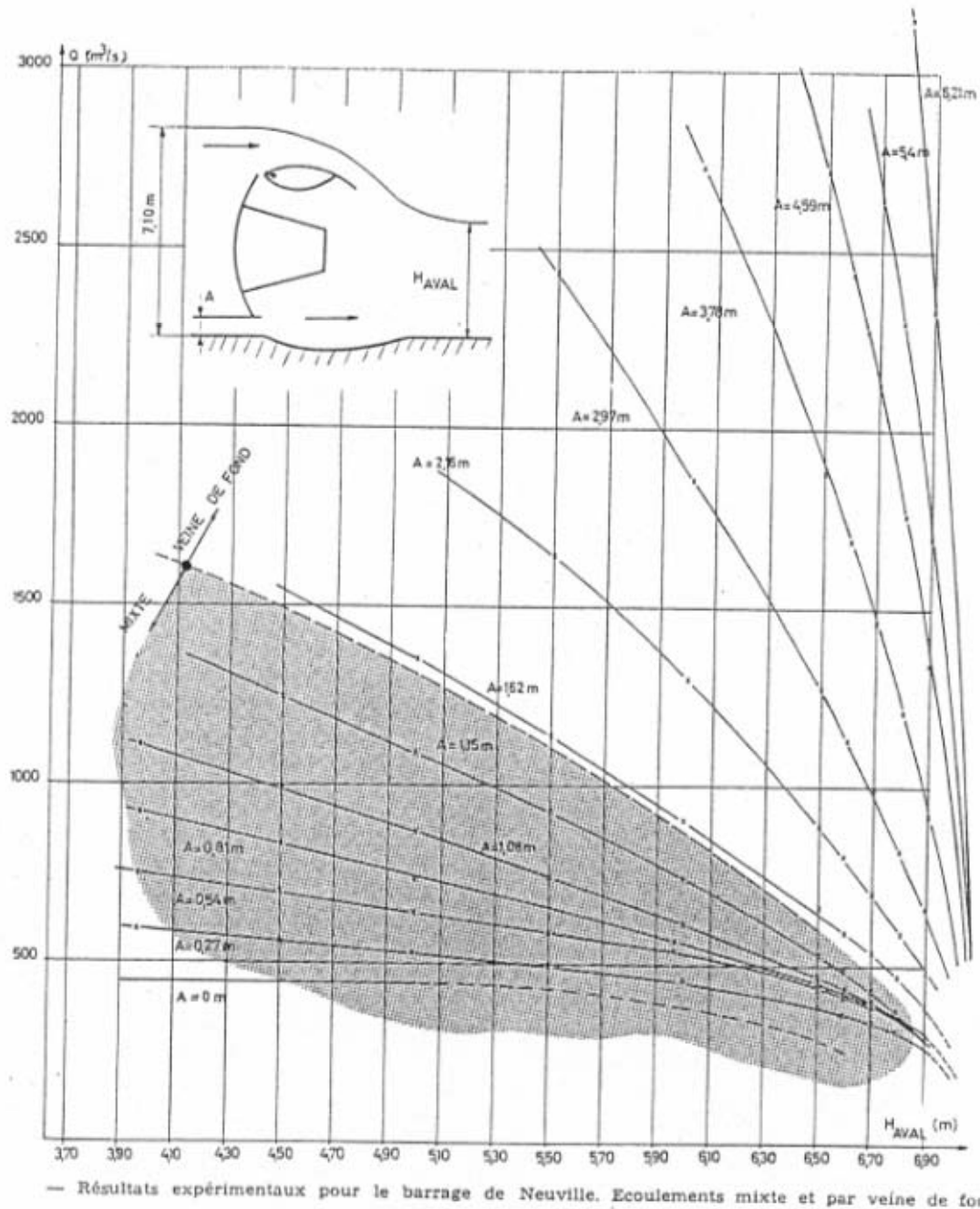


Figure 2.59 Ecoulement mixte et par lame de fond [7]

Chapitre 2 - Les barrages mobiles

Dès lors, pour déterminer les positions en question, on établit ensuite la courbe limnimétrique des débits à l'aval du barrage. Ce calcul impose l'établissement des lignes d'eau dans la rivière à partir de l'ouvrage d'aval en remontant de ce dernier vers l'amont. Ces lignes d'eau dépendent évidemment de la rugosité de la rivière et par conséquent, il en est de même de la courbe limnimétrique. Dans ce cas précis, la courbe se présente comme sur la figure 2.60.

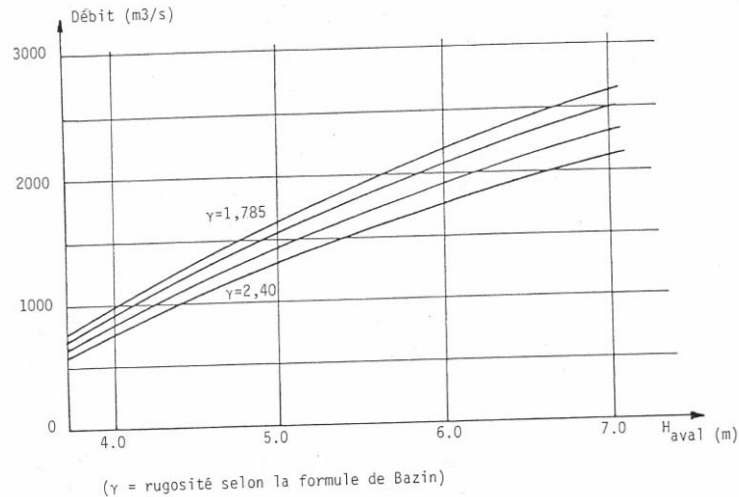


Figure 2.60

La superposition des deux courbes donne les positions de fonctionnement du barrage. On obtient alors les points représentatifs du fonctionnement de l'ouvrage de Neuville (figure 2.61).

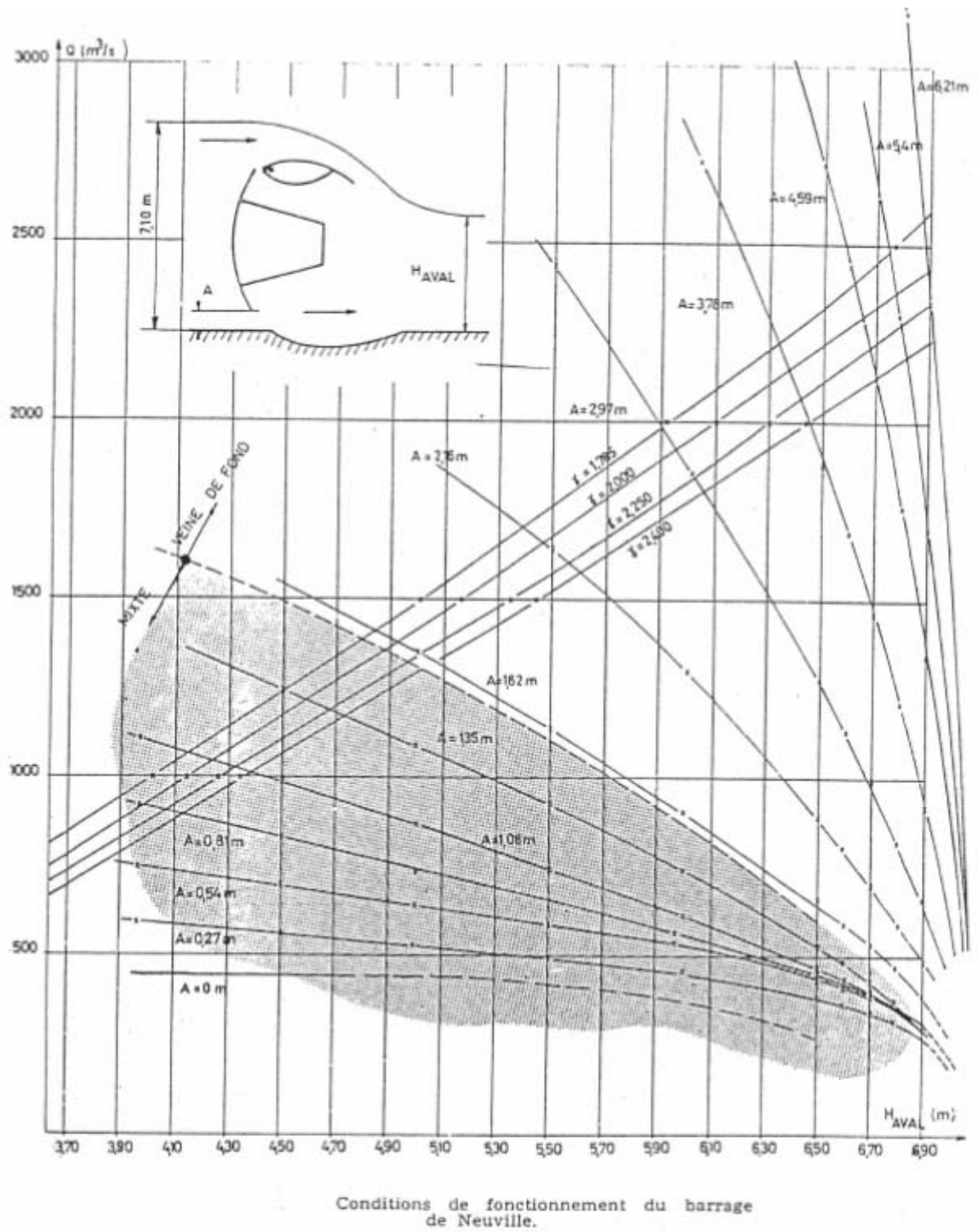


Figure 2.61

2.6 Analyse multicritère

L'analyse multicritères proposée est basée sur la méthodologie et la liste de critères proposées dans le rapport «Design of Movable Weirs ...» du groupe de travail InCom-GT26 de l'AIPCN (2006) portant sur les barrages mobiles de navigation et sur les travaux en cours du GT29 de l'AIPCN sur les écluses de navigation [2]. Pourquoi réaliser une analyse multicritère ?

Les barrages mobiles de navigation (de même que les écluses et les barrières marées tempêtes) sont des structures ayant d'importants impacts socio-économiques et environnementaux sur des zones relativement étendues. Les barrages mobiles et les barrières de protection affectent les populations de différentes manières, allant de la sécurité de leur habitation à la protection de leur source de revenus. Les processus qui génèrent ces impacts sont souvent complexes et peuvent aussi bien être à court terme (comme par exemple les effets immédiats d'une inondation) qu'à long terme (par exemple, changements agricoles, écologiques, ou même climatiques). Le choix du type de vannes est un élément important qui conditionne les impacts de l'ouvrage et peut avoir des répercussions importantes. Bien que le choix du type de vannes soit souvent effectué lorsque les exigences globales du projet sont connues, il peut avoir des conséquences sur :

- La localisation du barrage et des vannes – tous les types de vannes ne conviennent pas à tous les sites;
- La navigabilité de la voie navigable – le type de vannes retenu peut favoriser ou interdire la navigation;
- Le risque d'inondations – tous les types de vannes ne sont pas identiquement résistants, étanches, etc.;
- Les écoulements, l'érosion du fond et du rivage –différents types de vannes induisant différentes formes d'écoulement;
- L'écosystème aquatique – tous les types de vannes ne permettent pas, par exemple, le passage des poissons;
- L'économie locale – un type de vannes peut promouvoir une activité économique et/ou en pénaliser une autre;
- L'équilibre local de l'énergie – les vannes peuvent être ou non adaptées à la production d'énergie.

Il est donc évident que le choix du type de vannes est une question technologique, économique, politique, ... et touche même à bien d'autres disciplines. En fait, c'est un problème pour les communautés environnantes, ayant souvent d'autres intérêts dans la région en question. Ces communautés et ces régions peuvent être très diversifiées.

Pour des raisons pratiques, le choix du type de vannes est souvent fait par les ingénieurs. Ceux-ci doivent, cependant, se rendre compte des différents intérêts en jeu et chercher un équilibre/compromis pour répondre aux besoins du maître d'ouvrage et de la collectivité, exprimé au travers d'un programme d'opérations. Le choix du type de vannes peut être grandement facilité en s'appuyant sur les analyses multicritères dont il est question ci-après.

Les différentes solutions techniques applicables aux écluses et aux barrages mobiles considérés sont évaluées en détails et comparées via une analyse multicritère, dont les grands principes sont donnés ci-après.

L'analyse multicritères s'effectue en plusieurs étapes, à savoir:

- 1) Etablissement de la liste des variantes (sur base du type de vanne, etc.)
- 2) Proposition de critères (par exemple : coût, fiabilité, environnement, ...), des pondérations et de grilles d'évaluation (à valider par le maître de l'ouvrage).
- 3) Analyse multicritères (1^{ère} phase) – approches qualitatives. Sélection d'un nombre restreint de variantes, potentiellement les plus performantes.
- 4) Analyse multicritères (2^{ème} phase) – sur des bases quantitatives. L'objectif est de sélectionner la solution optimale (solution générique).
- 5) Etude de sensibilité des critères et/ou des pondérations (si nécessaire).

Méthode d'évaluation qualitative

Les deux critères principaux d'une estimation multicritères relative au choix du type de vannes sont :

1. Comment et dans quelle unité mesurer le résultat de chaque critère pour chaque type de vannes?
2. Comment convertir ces résultats dans une unité commune afin de réaliser une estimation totale?

La solution la plus simple est d'ignorer ces questions en utilisant une simple évaluation qualitative (sans effectuer d'estimation quantitative). Plusieurs alternatives de vannes ont été considérées dans cette optique.

Une telle analyse est entièrement basée sur les jugements subjectifs d'une personne ou d'une équipe. C'est pourquoi il est conseillé de s'entourer de professionnels de différents horizons afin de ne pas surcoter (ou sous-coter) certains critères.

Comme le tableau (figure 2.62) ne contient pas de valeurs numériques, il n'existe pratiquement pas de moyens de vérifier la performance de l'évaluation des types de vannes considérés. Néanmoins, cette méthode, bien que simpliste, peut être considérée comme suffisante dans un certain nombre de situations quand, par exemple :

- On n'a pas le temps ou l'argent pour réaliser une meilleure analyse quantitative :
- Le cas analysé est assez simple ;
- Le client a déjà fait un choix et il ne veut pas en discuter. Il souhaite cependant l'obtention d'une étude justifiant son choix au cas où il serait invité à l'expliquer.

Option Critères	Solution (a)	Solution (b)	Solution (c)	Légende : ++ très bon ; + bon ; +/- moyen ; - faible ; -- mauvais
Coûts totaux	-	--	+	
Fonctionnement	+/-	+/-	++	
Navigation	+/-	+	-	
Maintenance	+/-	+	+	
Environnement	+	+	++	
Esthétique	+	+	-	
.....				
Total	+/-	+/-	+	

Figure 2.62 Analyse multicritères de base (uniquement qualitative)

Méthode d'évaluation quantitative

On peut évaluer les divers critères en terme de coût. Cette solution est idéale car il est aisé de comparer deux coûts entre eux. Cela dit, certains critères ou sous-critères sont difficiles à évaluer en terme de coût, ce qui rend impossible une méthode quantitative basée uniquement sur cette approche.

Pour contrebalancer cet inconvénient, on peut associer une partie (ou la totalité) des indicateurs de performance à des facteurs de pondération (figure 2.63)

Cette approche ne repose pas sur des unités de mesure associées aux différents critères mais elle introduit un système de mesure qui est applicable à tous les critères. Généralement, la valeur de chaque critère varie de 0 à 10 afin de quantifier les performances de la vanne, d'autres échelles (allant de 0 à 5) sont également utilisées. Les cotes les plus élevées représentent généralement des meilleurs résultats, bien que des systèmes inverses (le plus élevé, le pire) sont également possibles. Dans ces notes de cours, une échelle décimale (0 à 10), avec un indice de performance progressif, est utilisée.

		Types de vannes			
Options	Facteur poids	Solution A	Solution B	Solution C	Solution D
Critères					
1. Coût total	0,40	8	9	6	6
2. Fonctionnement	0,35	9	8	8	7
3. Contingences locales	0,10	8	7	8	7
4. Navigation	0,10	8	7	8	6
5. Environnement	0,05	7	7	6	7
6					
Résultat total	1,00	8,30	8,15	7,10	6,50

Figure 2.63 Comparaison des types de vannes via des indices de performance

En général, l'indice de performance se détermine selon un des procédés suivants :

- Pour les critères quantifiables : Mesurer l'indice de performance du critère dans une unité quantifiable (par exemple en argent pour le critère de coût); choisir une gamme d'estimation couvrant l'éventail de performance; et convertir les valeurs mesurées au système d'estimation.

- Pour les critères non quantifiables : Permettre à un groupe de spécialistes d'évaluer subjectivement la performance de la vanne, leur demander de proposer un consensus ou les indices de performances moyens.

Une fois l'étude réalisée, on ne peut pas simplement additionner les indices de performance des différents critères car leur importance (pondération) n'est pas identique. Afin d'obtenir les résultats totaux, l'importance relative de chaque critère doit être fixée.

Ceci est réalisé en utilisant les facteurs de pondération.

Un facteur de pondération représente l'importance relative d'un critère particulier dans l'analyse par rapport à tous les autres. La meilleure façon est d'assigner une valeur allant de 0 à 1 à tous les critères, de façon à ce que la somme de tous les facteurs soit égale à 1.

Les résultats totaux apparaîtront alors dans la même échelle d'évaluation que les résultats pour chaque critère.

Cela donne à la méthode plus de crédit et permet d'éviter des confusions. Néanmoins, d'autres échelles de facteurs poids (par exemple, en pourcentages) peuvent être utilisées.

Comme dit précédemment, il est conseillé (et important) de faire choisir les facteurs de pondération par une équipe représentant les initiateurs du projet (autorités locales et autres parties impliquées), agissant indépendamment de l'équipe de professionnels qui évalue les performances de la vanne. Ceci diminue le risque que les membres de l'équipe technique «détournent» l'analyse en faveur de leur type de vanne préféré. Une bonne approche est de demander à une équipe multidisciplinaire (décideurs et, si possible, autres parties impliquées) d'établir les critères et leur facteurs poids; et à une équipe de spécialistes de sélectionner les solutions possibles (variantes) et de leur donner les indices de performance. La communication entre les deux équipes est un point sensible. D'un côté, elle doit fournir des critères compréhensibles et réalisables et d'un autre côté, elle ne doit pas être utilisée pour orienter ou manipuler l'autre groupe. Une telle approche est particulièrement conseillée pour les grands projets relatifs à la gestion des ouvrages hydrauliques.

ANALYSE DE SENSIBILITE

Comme montré ci-dessus, la méthode reposant sur les indices de performance est assez vulnérable vis-à-vis d'opinions arbitraires. Sauf pour les critères relatifs aux coûts, il semble assez difficile d'établir un système de comptabilisation objectif. Le choix des pondérations semble également assez arbitraire. Il est toutefois pratiquement impossible d'éliminer ce caractère arbitraire, mais il est possible d'estimer son influence sur les résultats finaux. Une façon de le faire est de réaliser une analyse de sensibilité.

Nous nous concentrerons ici sur la sensibilité des pondérations sur le choix final, de façon à vérifier si une variation au niveau de ces pondérations est susceptible ou non de modifier le résultat. Cependant, ceci ne couvre pas complètement le sujet. On peut également analyser la sensibilité de l'approche d'évaluation en tant que telle, c'est-à-dire la manière avec laquelle des groupes d'intérêt sont impliqués dans le processus décisionnel. Des exemples intéressants à ce sujet sont les expériences belges et françaises dans la dite approche par «concertation» - une analyse multicritères pour une prise de décision multi acteurs.

Ci-dessous, nous pouvons voir (figure 2.64) l'exemple d'une analyse de sensibilité utilisant les données relatives à l'évaluation du type de portes pour le Naviduct de Enkhuizen. On a

procédé à une variation du critère coût, les autres critères variant en conséquence de façon à garder un total de 1. On constate que les conclusions quant au type de porte sont différentes selon l'importance donnée au critère coût.

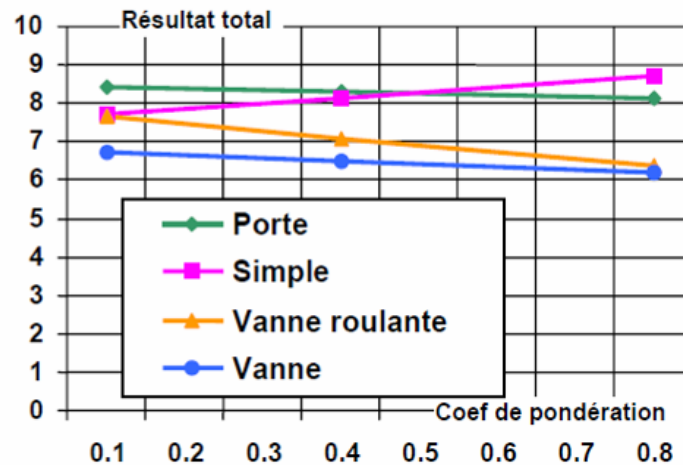


Figure 2.64 Naviduct à Enkhuizen, analyse de sensibilité vis-à-vis du critère «Coût»

D'une façon similaire, des analyses de sensibilité en fonction de tous les autres critères peuvent être réalisées.

LES CRITERES

Les paragraphes précédents indiquent clairement que différents projets requièrent différents critères et que la pondération d'un même critère varie d'un projet à un autre. Il n'est de ce fait pas possible d'établir un système uniforme, pour tous les projets de barrages mobiles et de barrières de protection, indépendamment du site, des conditions locales, des préférences, etc. Néanmoins, il peut être utile d'avoir un exemple d'un tel ensemble pour aborder une évaluation comparée des types de vannes.

Il est recommandé de classer les critères en clusters, à savoir de classer les critères en critères principaux et en sous critères. Cela évite des doublons et facilite le choix pondération. Il est en effet plus facile de s'accorder sur une répartition de poids entre 4 ou 5 critères que entre 20-25 critères.

Une règle importante est d'éviter les doublons, c'est-à-dire qu'un critère ne peut, en principe, apparaître qu'une seule fois. Ainsi, si le coût global (y compris le coût d'entretien) est un critère, et que la maintenance en est un autre, il faudra clairement spécifier que le coût de la maintenance ne peut plus intervenir dans l'évaluation du critère maintenance. Dans ce cas, il peut être plus aisé de rassembler sous le critère coût uniquement le coût d'investissement et sous le critère maintenance tous les aspects touchant à la maintenance, y compris le coût de la maintenance.

De la même façon, il faut éviter que des critères soient dépendants. Par exemple, avoir un critère «durée de vie des vannes» et un second «corrosion» n'est pas adéquat. Il est préférable d'avoir un cluster «vanne» dans lequel plusieurs sous critères peuvent apparaître, comme le

Chapitre 2 - Les barrages mobiles

potentiel à corrosion de la vanne, sa sensibilité à l'érosion (sédiment), son potentiel à résister au choc, ...

Enfin, une question importante au niveau de l'analyse multicritères quantitatives (2^{ème} étape) est de savoir si l'on opte pour des indices de performance (comme présenté à la figure 63) ou si l'on opte pour une échelle financière. Il est clair que si l'on est capable de monétiser chaque critère (même l'impact sur l'environnement ou l'esthétisme), il est préférable d'opter pour une échelle financière.

Nous proposons pour l'analyse multicritère les critères suivants³ (le critère de navigation peut ne pas être pris en compte dans le cas des barrages mobiles):

	CRITERES	Pondérations		
		Min	Moyen	Max
1	COUT (installations et démantèlement uniquement)	0,20	0,30	0,50
2	FIABILITE& ROBUSTESSE	0,10	0,15	0,30
3	NAVIGATION	0,00	0,05	0,15
4	EXPLOITATION	0,15	0,20	0,25
5	MAINTENANCE (inspection et entretien)	0,05	0,10	0,20
6	ENVIRONNEMENT	0,05	0,10	0,15
7	IMPACTS SOCIAUX	0,05	0,10	0,15
	TOTAL		1,00	

Sur cette base, les critères et sous-critères sont :

CRITERES	ANALYSE COMPARATIVE de BARRAGES MOBILES	
Critère 1	Pond	Sous Critères
COUT (*)	0,30	Coût initial (ingénierie, expropriation et construction.);
		Gain financier potentiel (analyse comparée pour les solutions alternatives – suppression d’un bief, ..)
		Gain financier potentiel vis-à-vis d’une standardisation
		Coût du démantèlement / modernisation après la durée de vie prévue;
(*) Les coûts d’exploitation et de maintenance ne sont pas considérés ici (voir critères 4 et 5)		

³ Les pondérations indiquées le sont à titre purement indicatif

Chapitre 2 - Les barrages mobiles

Critère 2	Pond	Sous Critères
FIABILITE & ROBUSTESS E	0,15	Impact des choix techniques liés à chaque variante sur la durée de vie de l'ouvrage. Cela comprend l'étude de la possibilité – à moindre coût - de prolonger la durée de vie de l'ouvrage au-delà de sa durée de vie dite de conception).
		Fiabilité de l'ouvrage et plus particulièrement des systèmes de manœuvre (vannes, vérins, ...) en relation avec les performances attendues.
		Vulnérabilité aux dysfonctionnements, erreurs humaines
		Vulnérabilité aux problèmes d'étanchéité,
		Vulnérabilité aux chocs de bateaux;
		Vulnérabilité aux sédiments,
		Vulnérabilité à la glace,
		Vulnérabilité aux corps flottants
		Vulnérabilité aux vibrations (induites par l'écoulement)
		Vulnérabilité aux mouvements de la fondation, à l'érosion des sols, aux tremblements de terre, etc.;

Critère 3	Pond	Sous Critères
NAVIGATION	0,05	Impact de la construction sur les conditions de navigation;
		Impact de la maintenance sur les conditions de navigation
		Sécurité et commodités de la navigation
		Impact sur la manœuvre des bateaux (entrée et sortie des bateaux dans le chenal d'entrée de l'écluse)

Critère 4	Pond	Sous Critères
EXPLOITATION	0,20	Capacité et précision du contrôle de la rivière à toutes saisons
		Evacuation des débris flottants
		Evacuation des sédiments, ...
		Vulnérabilité du fonctionnement en cas de désastres;
		Coût lié à l'exploitation (personnel, énergie, installations, etc.);
		Nécessité de personnel permanent pour l'exploitation
		Commodité du fonctionnement, clarté de la procédure;
		Facilité d'entretien, des mécanismes en particulier, sans interrompre la navigation ni le fonctionnement du barrage (*)
		(*) Attention au doublon avec le critère maintenance
		Impact des travaux sur l'exploitation, spécialement en cas de reconstruction;

Chapitre 2 - Les barrages mobiles

Critère 5	Pond	Sous Critères
MAINTENANCE (inspection et entretien)	0,10	Entretien (complexité et coûts (*)) de toutes les zones et éléments. (*) Y compris coût périodique (inspection et maintenance);
		Facilité d'accessibilité aux composants sensibles pour la maintenance ;
		Entretien dans des conditions de fonctionnement (*) (*) <i>Attention au doublon avec le critère exploitation</i>
		Nécessité de personnel permanent spécifique pour la maintenance
		Santé et sécurité pour le personnel d'entretien
		Bénéfice en terme de maintenance d'une <u>standardisation</u> des mécanismes. Veiller autant que possible à la standardisation des ouvrages (vannes, mécanismes et organes de manœuvres des vannes, batardeaux).

Critère 6	Pond	Sous Critères
ENVIRONNEMENT	0,10	Impact du fonctionnement sur l'écosystème (végétation, vie sauvage etc.);
		"Empreinte" environnementale des matériaux (pollutions);
		Minimiser les ressources (énergie, matériaux) – en vue d'un développement durable ;
		Cycle de vie de l'ouvrage (construction, durabilité et déconstruction) ;
		Impact environnemental de la construction et de la maintenance (graisses, peintures);
		Possibilité d'énergie "propre" (hydro électricité) et Facilité d'intégration;
		Facilité d'intégrer une passe à poissons avec le barrage

Critère 7	Pond	Sous Critères
IMPACTS SOCIAUX	0,10	Esthétique, harmonie avec le paysage, culture locale, etc.;
		Impact journalier sur les communautés locales (emplois, économie, transport, agriculture, contacts sociaux);
		Bruit (écoulement des eaux, moteurs, maintenance des bateaux, etc.)
		Tourisme, bénéfices pour les sports et les loisirs, effet de la popularisation des sciences et des technologies;
		Protection du patrimoine bâti (existant) ;
TOTAL	1,00	

2.7 Sollicitations

Les diverses sollicitations sur la structure sont listées dans ce paragraphe. Ces forces et leur valeur sont en relation directe avec les paramètres environnementaux, à savoir :

a) Sollicitations de l'environnement

- **Pression hydrostatique:** à savoir la pression hydrostatique et la distribution de pression sur la structure et les vannes. La pression doit être calculée pour la différence maximale de niveau d'eau entre l'amont et l'aval de l'ouvrage. Dans les estuaires soumis à marée, la pression hydrostatique doit être calculée pour les écoulements montant et descendant.

La différence de niveau d'eau est obtenue grâce aux enregistrements des années antérieures et en considérant la durée de vie de la structure.

- **Forces du courant:** Les forces induites par le courant proviennent des courants existants dans le bief amont et des courants locaux générés par l'ouverture des vannes.

L'évaluation de ces forces doit également tenir compte de la turbulence générée et des mouvements vibratoires associés à l'ouverture et à la fermeture des vannes.

- **Poussée du vent:** L'effet des charges de vent sur la structure et les problèmes de sécurité et de fonctionnement associés doivent être pris en compte.

Ces charges comprennent :

- Les charges de vent sur la structure dues aux forces de traînée ;
- Les vagues générées par le vent (lequel dépend de la longueur du *fetch*) et les forces provenant du déferlement des vagues ;
- La pression hydrostatique supplémentaire induite par l'augmentation du niveau d'eau (seiche, ...) ;
- Les forces du vent sur les bateaux, afin d'évaluer le risque d'accidents, et donc les probabilités d'arrêt du fonctionnement de l'ouvrage pour des vents qui dépassent les limites prescrites.

- **Les sollicitations d'exploitation :** Les forces de frottement (articulations, étanchéité sur béton, ..) doivent être considérées car leur oubli ou leur sous estimation peut mener à une défaillance de la vanne et donc de l'ouvrage.

- **Charges sismiques :** Les charges sismiques doivent être calculées pour les structures concernées sur base des directives existantes et des cartes sismiques.

- **Les effets de la température :** Les contraintes et les déformations thermiques, dues aux changements de température de la masse de la structure, doivent être considérées.

- **La pression des glaces :** La présence de glaces peut augmenter considérablement le poids mort sur la structure et en particulier sur les vannes. La quantité de glace accumulée doit être calculée et prise en compte lors de la conception.

b) Impact d'un bateau

Les barrières anti-tempêtes et les barrages construits sur les voies navigables doivent être conçues en tenant compte des forces d'impact résultant de la collision d'un bateau sur une structure fixe.

La collision d'un bateau est un cas de charge ayant une faible probabilité d'occurrence mais pouvant avoir de grandes conséquences. Il n'est pas envisageable de concevoir la structure pour résister à toutes les collisions de bateaux théoriquement possibles. De ce fait, le concepteur essaiera plutôt de minimiser les dégâts aux éléments mécaniques.

Généralement, les analyses sont basées sur une série de scénarios d'accident et de caractéristiques du bateau, telles que le type du bateau, la position de la barrière, la vitesse du bateau (vis-à-vis de la vitesse admissible), l'angle d'impact sur la structure.... L'utilisation de modèles mathématiques de simulation de la navigation des navires aide à estimer les difficultés pouvant être rencontrées par un navire pour chaque scénario envisagé. La modélisation physique est une autre option qui, dans certains cas, peut être plus rentable (rapport qualité prix).

Lorsque le bateau et les paramètres environnementaux sont connus, les forces d'impact sont déterminées en utilisant des tableaux ou abaques disponibles dans la littérature, ou en effectuant une simulation numérique basée sur la méthode des éléments finis. Les efforts de collision apparaissent durant la déformation plastique de la structure du bateau contre une structure acier-béton beaucoup plus rigide (Le Sourn, 2003). Ces forces peuvent être utilisées pour dimensionner la structure et sa fondation (PIANC-GT 19, 2001).

Ces analyses peuvent de plus conduire au développement de nouvelles recommandations pour la navigation à proximité des ouvrages hydrauliques situés dans les chenaux de navigation de façon à limiter la probabilité et le dommage de l'impact d'une collision de bateau. Ce type de recommandations peut limiter la vitesse de navigation et imposer des restrictions aux bateaux supérieurs à un certain tonnage.

Il faut noter qu'il existe certains systèmes de protection des barrages pour lutter contre les bateaux en perdition. Par exemple (figure 2.65), un système de câble tendu entre un môle et une rive, relié à des éléments (type ancre) raclant le fond de la rivière permet de freiner la progression du bateau qui entre en contact avec le câble.



Figure 2.65 Système Navistop⁴

c) Sollicitations de la fondation

Les fondations doivent être capables de résister aux forces appliquées par l'environnement et au poids propre de la structure. L'ampleur du tassement sous la structure ne doit jamais excéder la valeur admissible.

Les caractéristiques des sédiments et la présence de roches peuvent affecter le choix du type et l'agencement de la structure. Une fondation sur pieux ou un système d'ancrage adapté doit être envisagé pour renforcer les sols à faible capacité portante. Le coût de la structure peut en effet augmenter significativement si la capacité portante de la couche sédimentaire est très faible en comparaison à celle de la fondation rocheuse.

d) Poussée des glaces

La structure doit être capable de résister à la poussée des glaces à laquelle elle est soumise pendant toute sa durée de vie. Les poussées apparaissent si la glace se forme à la surface de la retenue. Les poussées comprennent les dilatations thermiques et les charges dynamiques résultant de l'impact de la glace lorsqu'elle se brise. Le type de glace, son épaisseur, ses propriétés, et particulièrement sa dureté, doivent être connus lors de la conception de l'ouvrage.

Divers phénomènes induisent la poussée des glaces. Les plus significatifs sont :

- La pression statique due à la dilatation thermique ;
- La pression statique due à la variation du niveau d'eau ;
- Les charges statiques induites par la force de traînée des courants et du vent sur la glace, en amont de la structure ;
- Les charges dynamiques dues aux impacts des blocs de glace sur la structure et ses composants.

⁴ <http://www.entreprise-emcc.fr/>

e) Les sollicitations sismiques

De nombreux scientifiques et ingénieurs du monde entier ont étudié l'effet des tremblements de terre sur les structures du génie civil (Hadjian 2004, Dowrick 2003, and Naeim et al. 1999). Récemment, de nombreuses études se sont intéressées à la réponse sismique des barrages⁵.

Ces études produisent des directives et des normes à prendre en compte lors de la conception des ouvrages hydroélectriques qui peuvent être utilisés en partie pour les barrages mobiles et barrières anti-tempêtes.

f) Impacts industriels et terrorisme: explosion et déflagration

Les barrières anti-tempêtes et autres ouvrages de protection construits dans les zones industrielles (comme un port), doivent être dimensionnés pour résister à des explosions accidentelles et aux activités industrielles normales.

Les activités industrielles existantes à proximité de la (future) barrière doivent être identifiées ainsi que les règlements concernant les activités autorisées, existantes mais également possibles durant toute la durée de vie de la barrière. Selon le type d'activités existantes et/ou futures dans les environs, des explosions peuvent avoir lieu.

Généralement, une distinction est faite entre les ondes de pression de détonation et celles de déflagration, et les probabilités respectives d'occurrence.

De plus, les directions de propagation des ondes de choc doivent être déterminées. Sur le côté, sous le vent de la barrière (pile, vanne...), les forces sont différentes que sur le côté au vent où la réflexion des ondes de pression s'effectue. Les éléments de la structure exposés sont alors dimensionnés pour une pression résultante en tenant compte du déphasage entre l'onde de pression entre le côté au vent et celle sous le vent, ainsi que du phénomène de réflexion sur le côté au vent.

Si la structure ne peut pas résister à ces efforts et si aucune autre alternative de conception n'est possible, alors un système de protection physique doit être envisagé.

Plusieurs concepts existent sur le marché avec un bon potentiel pour réduire le risque de ces explosions.

La protection contre le terrorisme est une considération importante, principalement pour les structures dont la destruction ou le non fonctionnement, même temporaire, pourraient entraîner de graves conséquences. La structure doit être conçue afin de minimiser le risque des dégâts liés au terrorisme.

g) Corps flottants

La présence de corps flottants et leur accumulation le long de l'ouvrage représentent un risque pour celui-ci. Cela peut se manifester par un mauvais fonctionnement des vannes ou générer une charge trop élevée sur les composants de la structure. De surcroît, cela engendre des coûts complémentaires de maintenance.

La structure doit être positionnée afin de minimiser l'effet des corps flottants et de faciliter leur collecte et leur évacuation. Il existe des barrages flottants, spécialement conçus pour

⁵ <http://www.struc.polymtl.ca/dams/chapter15.htm>

dévier et récolter les corps flottants. Cependant, un entretien fréquent des berges de la rivière peut être moins coûteux que de récolter ces corps flottants au niveau du barrage et des prises d'eau.

h) Sédimentation

Les rivières transportent par charriage ou suspension des sédiments érodés à l'amont. La sédimentation se produit lorsque la vitesse du courant devient inférieure à la vitesse du courant critique qui est nécessaire au transport de ces sédiments.

La sédimentation potentielle le long des chenaux doit être soigneusement évaluée. La cause principale des problèmes potentiels est la réduction de la profondeur d'eau dans les chenaux d'accès menant aux passes navigables qui peuvent se combler de sédiments, jusqu'à atteindre une profondeur d'eau inférieure au minimum requis.

Charges sur un barrage mobile :

La figure 2.66 met en exergue les forces s'exerçant sur un barrage mobile, en ne tenant compte que des effets de l'eau ainsi que de la présence des structures fixes et mobiles du barrage.

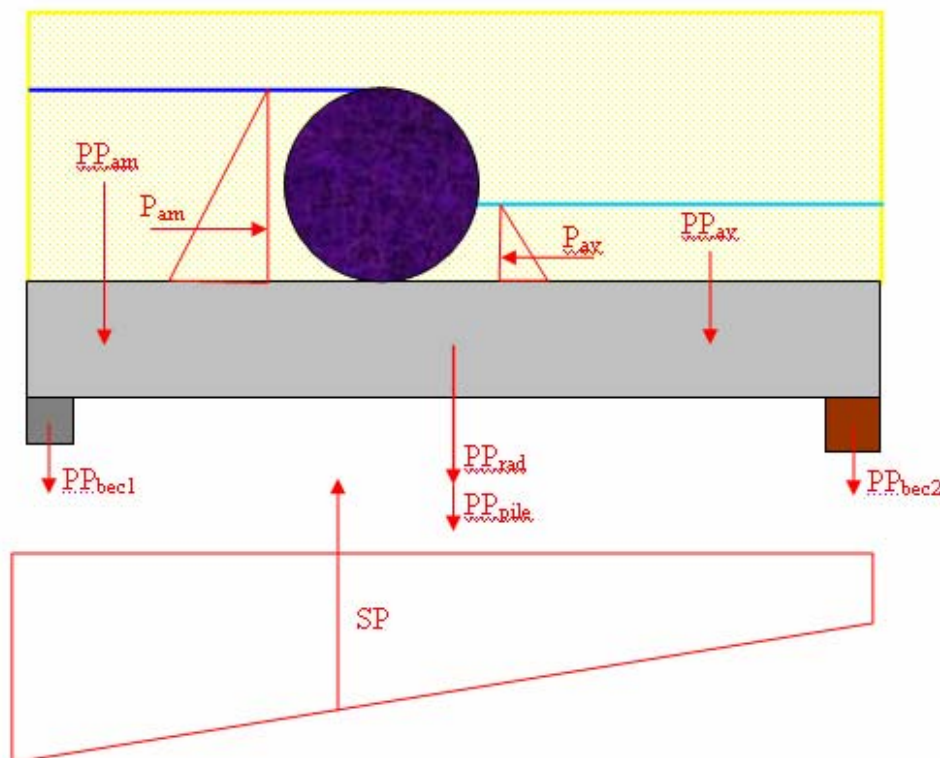


Figure 2.66 Charges sur un barrage mobile

- PP_{amont} = poids propre de l'eau à l'amont
- $Pression_{\text{amont}}$ = la pression hydrostatique à l'amont.
- PP_{aval} = poids propre de l'eau à l'aval
- $Pression_{\text{aval}}$ = la pression hydrostatique à l'aval.
- PP_{radier} = poids propre du radier.
- PP_{bec} = poids propre d'un bec
- $PP_{\text{culées}}$ = poids propre des deux culées.
- PP_{pile} = poids propre de la pile.
- PP_{vanne} = poids propre de la vanne.
- SP = sous-pressions agissant sous le radier (voir § 2.8).

Suivant le type de vanne considéré, certaines composantes de forces seront différentes. Par exemple le calcul de la force de pression d'eau amont est différent pour une vanne gonflable ou pour une vanne clapet. En effet, dans le cas d'une vanne clapet, l'influence de la composante verticale de la pression de l'eau est plus importante quand dans le cas d'une vanne gonflable (figure 2.67).

De même, selon le type de vanne considéré, les efforts répercutés sur la fondation ou sur les piles/culées peuvent varier sensiblement. Un barrage gonflable à volet métallique, par exemple, n'est pas actionné par vérin. Les efforts se transmettent par le radier, pas par les piles. Inversement, les piles et culées seront plus sollicitées pour des vannes clapet ou segment actionnées par vérins.

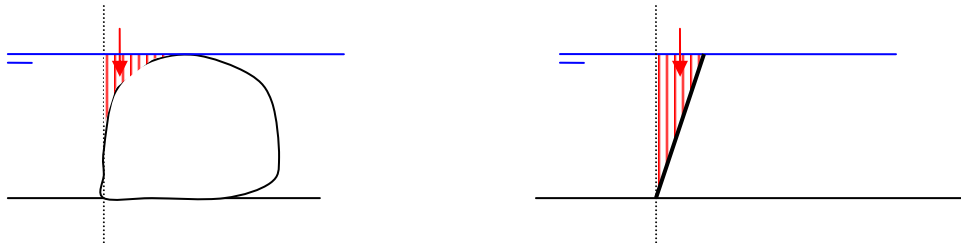


Figure 2.67 Composante verticale de la pression amont

Concernant les efforts sur les culées (figure 2.68), nous pouvons supposer en première approximation que les pressions des terres latérales (amont et aval du barrage) s'annulent même si elles ne sont pas exactement les mêmes car la nappe n'est pas au même niveau.

Les pressions des pressions des terres sont équilibrées par les pressions de l'eau sur la culée en mode de fonctionnement normal. En mode de construction ou d'entretien (passe batardée) il n'y a pas de problème non plus car la culée est plus que surdimensionnée par rapport aux actions des poussées des terres.

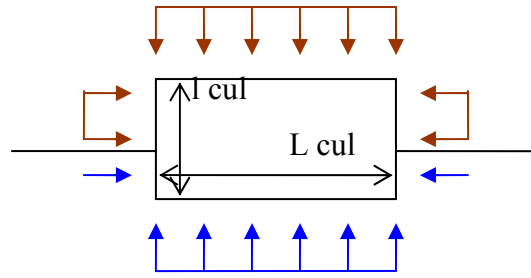


Figure 2.68 Pressions sur la culée

Le dimensionnement des piles doit tenir compte de certains cas critiques. Outre le fait, qu'à l'instar des culées, elles doivent peut-être supporter un pont, supporter les efforts transmis par le mouvement de la vanne, etc., il faut tenir compte des périodes de maintenance du barrage. Lorsque une passe est mise à sec, la pression de l'eau s'exerce sur un côté de la pile, mais n'est plus équilibrée par la pression de l'eau du côté opposé.

2.8 Problématique des sous-pressions

L'eau se trouvant dans le sol sous le radier a tendance à soulever l'ouvrage. On parle de sous-pressions.

Les sous-pressions sont calculées selon les hypothèses de Bligh qui considère une variation linéaire du potentiel sous le radier.

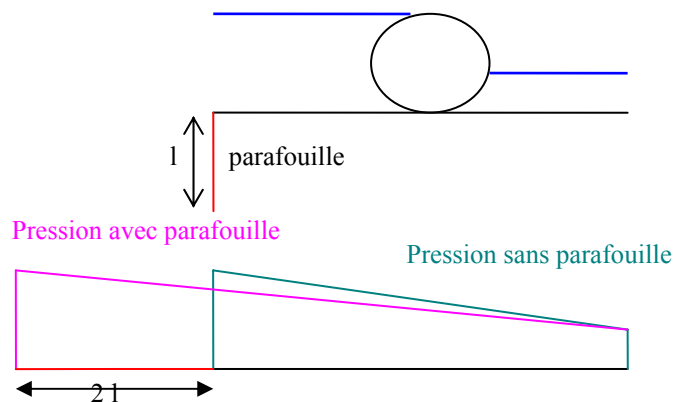


Figure 2.69 Diagramme de pression sous le radier

La pression est déterminée par l'équation $\frac{P}{\sigma} = \xi - z$ où ξ est le potentiel en un point et z la profondeur considérée. Si on néglige l'épaisseur du radier, la répartition des pressions sous le radier est égale à la variation du potentiel entre l'amont et l'aval.

Les hauteurs d'eau ne sont pas significatives par rapport à l'épaisseur de radier comme cela pourrait être le cas dans de grands barrages. L'épaisseur du radier ne peut donc pas être négligée.

La figure 2.70 montre l'effet d'une palplanche amont ou aval (parafouille) sur les sous-pressions.

L'ajout d'un parafeuille amont a comme effet l'augmentation du trajet de l'eau sous le radier et donc la diminution des sous pressions. Si le parafeuille est placé à l'aval, le trajet de l'eau est augmenté également ce qui est un avantage vis-à-vis des affouillements (voir § 2.9) mais ce parafeuille a pour effet d'augmenter la sous pression en un point quelconque x .

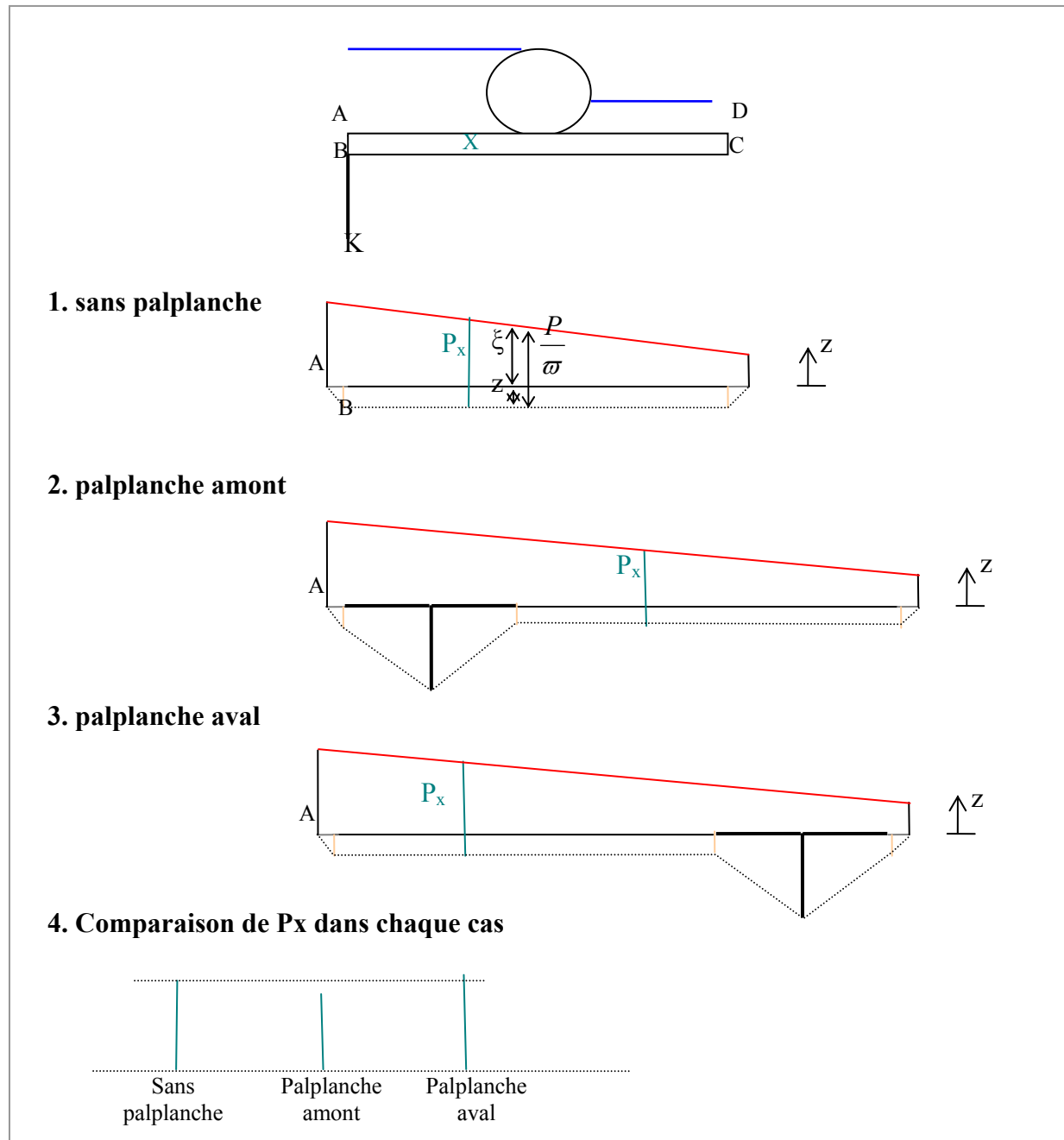


Figure 2.70 : Effet de la présence et de la position d'une palplanche

Calcul des sous pressions

Les sous pressions sous le radier sont calculées par la règle de Bligh.

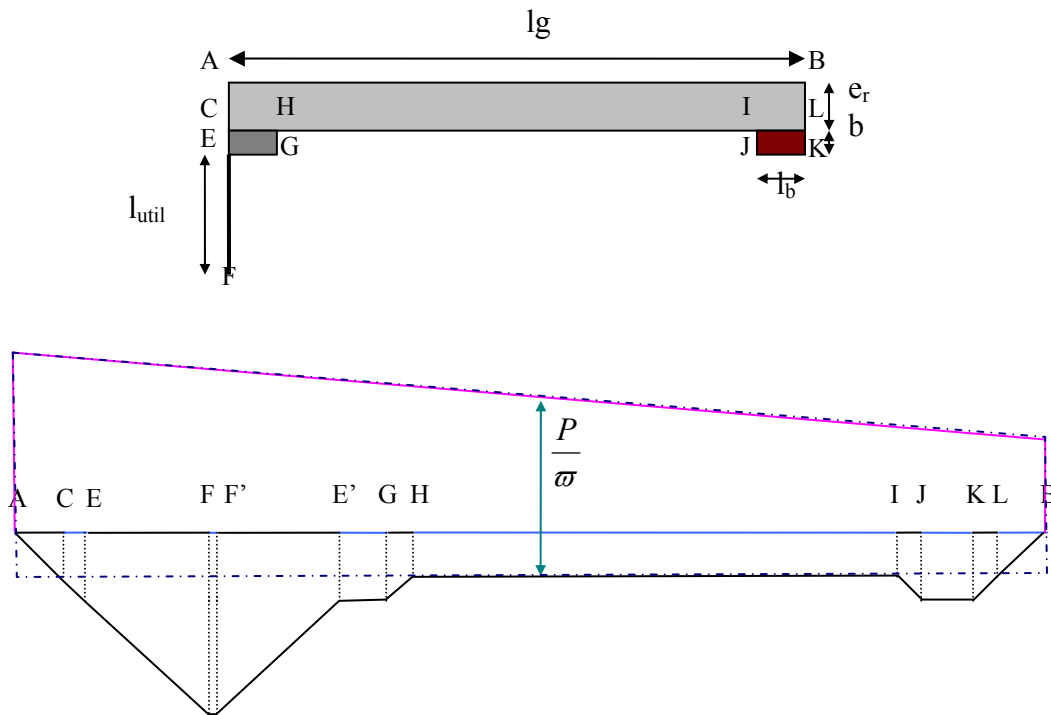


Figure 2.71 : Diagramme des sous pressions sous le radier

Comme nous pouvons le constater sur la figure 2.71, le diagramme des sous pressions sous le radier est assez complexe.

Hypothèse

Revenons à un trapèze de pression (trait pointillé bleu foncé).

La pression est sous-estimée à certains endroits mais pas pour la majorité des points sur le radier (zone HI). La pression est par contre surestimée en A et B ce qui n'est pas gênant car cela nous place dans une situation sécuritaire.

La pression en un point particulier est déterminée par les relations dans les triangles semblables.

Les points de référence A et B sont imposés à la surface supérieure du radier.

Les particules d'eau ne se déplacent pas de la même façon horizontalement ou verticalement. Il existe plusieurs théories, mais lorsqu'on utilise la règle de Bligh, on considère généralement que les trajets verticaux doivent être multipliés par 3 pour tenir compte du rapport entre la perméabilité horizontale et verticale des sols.

On voit dès lors l'intérêt qu'on a à placer des parafoilles pour allonger le trajet vertical de l'eau afin de se prémunir des risques d'affouillement (voir § 2.9).

Non flottabilité

Par ailleurs, il convient de vérifier le critère de non flottabilité. Il s'agit de s'assurer que le poids propre de l'ouvrage est suffisant pour contrebalancer la sous-pression, et donc que l'ouvrage ne flotte pas, à aucun moment de sa durée de vie. Une fois la résultante des sous-pressions calculée, il convient d'équilibrer cette force avec le poids du barrage mobile.

La non flottaison du radier doit être vérifiée, quel que soit le stade de construction ou le mode de fonctionnement du barrage. Le cas le plus défavorable est évidemment la phase de construction car, dans ce cas, la passe est batardée (mise à sec), ce qui supprime le poids de l'eau agissant sur le radier. Mais les sous pressions continuent à agir. Afin de rester dans le cas critique, il faut également considérer que les piles ne sont pas encore installées, de même que les vannes. Dans cette optique, il faut que le radier résiste seul aux sous pressions par son poids propre.

2.9 Problèmes d'érosion

2.9.1 Erosion externe

On peut définir un affouillement comme étant l'enlèvement de matériaux à côté ou sous les ouvrages. Les affouillements ont pour cause l'érosion par l'écoulement dans la rivière. Pour les ouvrages ponctuels de navigation, l'érosion est très généralement provoquée par les turbulences liées à la dissipation de l'énergie de la chute (figure 2.72).

Les affouillements constatés sur les ouvrages en service, que l'on considère ici comme correctement conçus et protégés à l'origine, peuvent résulter :

- Sur les matériaux rocheux ou cimentés, d'une évolution lente par suite de l'altération superficielle de ces matériaux,
- De la dégradation ou de la disparition d'un élément « parafouille », lui-même déchaussé par les affouillements ou rompu par l'altération des matériaux constitutifs,
- De l'évolution des conditions hydrauliques (abaissement du niveau aval) qui peuvent résulter de l'extraction de matériaux dans le lit de la rivière, de travaux de recalibrage du lit (pour la protection contre les inondations) ou de la disparition d'un ouvrage de retenue,
- De la modification des conditions d'exploitation, en particulier, concentration du débit sur une partie de l'ouvrage par suite de l'installation d'une nouvelle vanne (la réalisation d'essais sur modèle réduit montre ici toute sa pertinence).

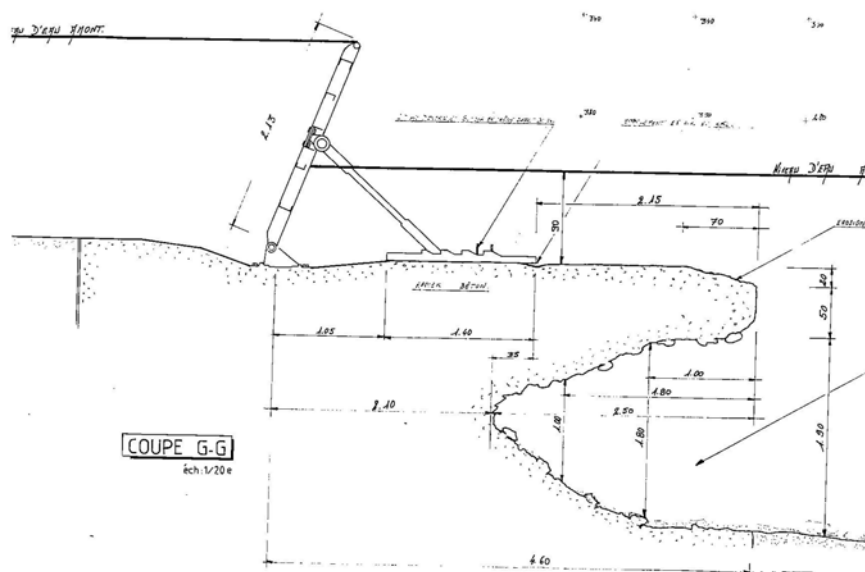


Figure 2.72 Barrage des Lorrains sur l'Allier [18]

Les affouillements ont une incidence :

- Sur la stabilité locale des éléments affouillés : par exemple, risque de rupture du radier,
- Sur la stabilité d'ensemble : par réduction de la largeur de la fondation et donc augmentation de l'excentricité de la résultante des efforts extérieurs ou même, pour les fosses d'érosion très profondes, en faisant apparaître un risque de grand glissement :
- Pour un barrage ou un autre ouvrage soumis à un gradient hydraulique, sur la résistance de la fondation vis-à-vis de l'érosion interne des matériaux de fondation : plus on creuse sous la structure, plus le gradient hydraulique augmente.

Les deux derniers cas peuvent entraîner la rupture complète et brutale des ouvrages.

Avant la rupture, les affouillements peuvent se manifester par une fissuration et des déplacements. Sur les ouvrages en maçonnerie, plus souples que les ouvrages en béton, on observe souvent seulement une ouverture des joints et un affaissement des parties affouillées qui peuvent dans certains cas rester en contact avec les matériaux de fondation

En général, le radier est prolongé en aval par un tapis d'enrochement (figure 2.73)

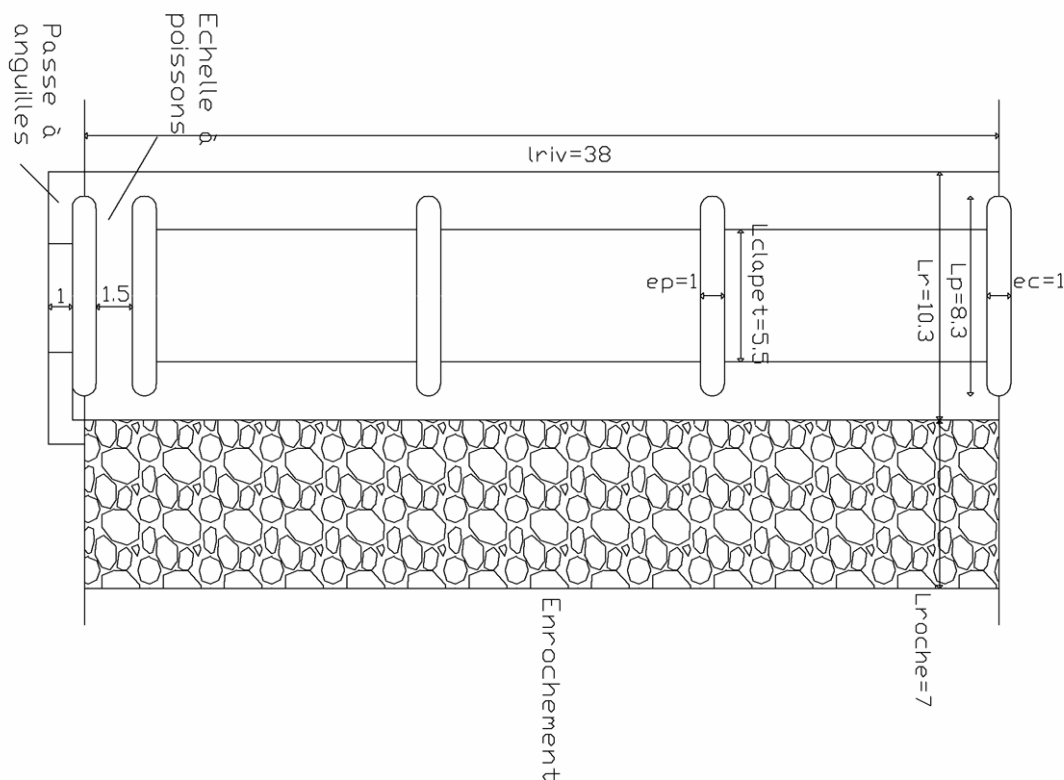


Figure 2.73 Vue en plan d'un barrage et d'enrochements

Le gradient piézométrique critique susceptible de provoquer un entraînement des matériaux constitutifs vers le haut sera atteint pour :

$$i = -\text{grad} \left(z + \frac{p}{w} \right) = \frac{(1-\nu)(\gamma_s - w)}{w} \quad (2-7)$$

Or bien des matériaux pulvérulents sont caractérisés par v allant de 0,35 à 0,4 et γ_s égal à 2,7 de telle sorte que le gradient critique à considérer est $i_{\text{critique}} = 1$.

Si à la sortie d'un écoulement à l'aval d'un ouvrage, i dépasse l'unité, alors les particules supérieures seront entraînées et une érosion progressive va se manifester.

Pour déterminer si à l'aval de l'ouvrage il y a danger d'affouillement, il faut représenter tout le réseau d'écoulement sous l'ouvrage et en déduire, au voisinage de la sortie des filets à l'aval, la valeur du gradient i pour la comparer à l'unité.

Cette méthode est assez précise et demande une discrétisation importante des terres sous l'ouvrage (au moins trois fois la hauteur du barrage). Cette méthode est réalisable pour un cas bien précis mais elle devient vite laborieuse si nous devons refaire une discrétisation pour toutes les configurations de barrage que nous allons étudier (une nouvelle discrétisation si modification de la hauteur de retenue, de la hauteur de chute, de la longueur du radier,...) et si la simulation doit être automatique.

Une alternative souvent admise est celle due à la deuxième règle de Bligh qui consiste à ne pas tracer le réseau d'écoulement sous l'ouvrage, mais à admettre une variation linéaire du potentiel entre l'extrémité amont et aval (comme dans la première règle) et à définir ainsi un gradient moyen $\Delta H/L$ où ΔH est la variation de hauteur entre l'amont et l'aval et L le chemin parcouru par une particule se déplaçant de l'amont vers l'aval. Ce gradient est ensuite comparé à des valeurs expérimentales nettement inférieures à 1 et dépend du matériau.

On compare ce gradient moyen aux valeurs expérimentales suivantes :

Matériaux	Valeur limite
Sable très fin	1/25
Argile molle	1/9
Argile moyenne	1/6
Argile dure	1/5

Techniques de restauration

Lorsqu'il s'agit d'une fondation de barrage, les travaux de restauration visent généralement :

- A reconstituer l'assise de la fondation par comblement des cavités,
- A construire un para fouille aval ou une protection de fond dans la mesure où ces travaux sont nécessaires pour éviter de nouveaux affouillements.

Le comblement des cavités peut être réalisé :

- Après mise à sec, par comblement par du béton coffré,
- Sans mise à sec, mais après construction d'une structure de coffrage aval, par remplissage par du béton immergé et/ou par injections à travers le radier. Pour assurer un bon remplissage, il peut être nécessaire de démolir certaines parties affouillées.

On peut éventuellement choisir de ne pas chercher à remplir les cavités et constituer un autre système de fondation (micropieux...), moyennant le cas échéant un renforcement de la structure.

S'il est prévu, le para fouille sert généralement de coffrage au matériau de remplissage. Parfois le para fouille n'est pas nécessaire ou pas réalisable, par exemple lorsque l'affouillement a mis à jour le substratum rocheux. On doit alors avoir recours à une structure de coffrage particulière qui peut être par exemple un empilement de sacs de géotextile injectés de béton mis en place par plongeurs.

Attention, si un para fouille aval est réalisé, on doit toujours évaluer le risque d'augmentation des sous-pressions sous le barrage. Cela peut conduire soit à réaliser un rideau para fouille amont, soit à réaliser un réseau de drainage au travers du rideau para fouille aval.

2.9.2 Erosion interne

Il y a érosion interne des matériaux de fondation, ou effet renard, lorsque les écoulements au sein des matériaux de fondation parviennent à entraîner des particules de sol dans la fondation (figure 2.74). Le phénomène le plus courant est l'érosion régressive qui conduit à la formation d'un ou plusieurs conduits sous l'ouvrage qui remontent d'aval en amont. Ce phénomène est autoaccéléérant : plus le chemin de percolation est court, plus le gradient hydraulique augmente. Une fois le phénomène installé, le ou les conduits peuvent s'agrandir par arrachement des matériaux sur les parois.

Le déclenchement d'un phénomène d'érosion régressive se produit lorsqu'il y a une augmentation du gradient hydraulique de sortie. Ceci peut se produire :

- Par augmentation de la chute au droit de l'ouvrage : abaissement du niveau aval ou augmentation du niveau de retenue normale (surcote),
- Par affouillement en aval de l'ouvrage : la cavité créée en aval et sous l'ouvrage peut suffire à raccourcir suffisamment le chemin de percolation pour installer une situation critique,
- Par altération ou disparition d'un dispositif d'étanchéité amont : rideau de palanches en bois qui s'altère en tête et se désolidarise de l'avant-radier...

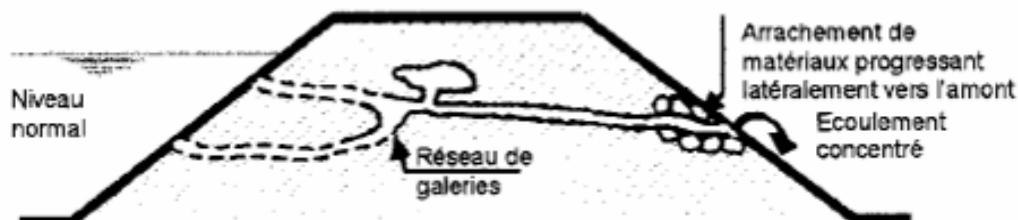


Figure 2.74 Illustration du phénomène de renard dans un remblai [5]

Les conséquences de l'érosion interne des matériaux de la fondation pour les structures sont similaires à celles d'un affouillement. Toutes choses égales par ailleurs, l'érosion interne, auto-accéléérante, est susceptible d'une évolution plus rapide qu'un pur affouillement.

Aux conséquences sur l'ouvrage proprement dit, s'ajoutent les conséquences relatives aux fuites : difficulté à tenir le bief ou vidange de celui-ci...

Les manifestations de l'érosion interne sont :

- La fissuration et les déplacements des structures,
- Les résurgences en aval et/ou les phénomènes d'aspiration en amont,
- Les fontis (entonnoirs d'effondrement débouchant en surface) ou les affaissements de terrains.

L'observation directe des désordres dus au phénomène d'érosion interne est en général plus difficile que ceux provoqués par les affouillements : ils peuvent s'étendre sous une grande partie de la structure et, sauf à mettre à sec, ils sont le siège d'un écoulement.

Techniques de restauration

Les techniques de restauration doivent viser deux objectifs :

- Constituer ou établir un dispositif d'étanchéité amont ramenant le gradient hydraulique à une valeur admissible,
- Reconstituer la capacité portante de la fondation ou la remplacer par un autre dispositif, éventuellement moins sensible à l'érosion interne.

Dans le cas d'un barrage, l'étanchéité amont est souvent réalisée par un parafouille (rideau de palplanches, bêche encastrée dans le rocher ou voile d'injections).

Les procédés de reconstitution de la capacité portante de la fondation dépendent de l'étendue des désordres et surtout des conditions géotechniques. On peut envisager : des injections, la réalisation de micropieux voire de pieux, le « simple » remplissage par du béton immergé...

2.10 Force portante, glissement et renversement

Les méthodes de vérification de stabilité de l'ouvrage décrites ci-dessous sont celles de bonnes pratiques. Comme il s'agit de méthodes aux contraintes admissibles, les actions ne sont pas pondérées. Celles-ci sont à combiner de manière à obtenir l'effet le plus défavorable. Les actions variables (charges d'exploitation, de vent, de neige, de trafic, ...) sont donc à prendre en compte ou non selon que leur effet est défavorable ou non. Les charges permanentes sont toujours à considérer.

2.10.1 Force portante

La vérification de la capacité portante consiste à s'assurer que la contrainte de référence résultant des actions appliquées à l'ouvrage reste inférieure à la contrainte de rupture du sol de fondation. Le coefficient de sécurité à respecter est de l'ordre de 3.

Les paramètres du sol s'obtiennent par les moyens géotechniques usuels (forage, etc.). Il convient de disposer des informations suivantes : cohésion, perméabilité, angle de frottement poids volumique.

Pour le calcul de la force portante, on utilise la formule générale suivante :

$$p = \gamma D N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + C \left[N_c \right] \quad (2-8)$$

Cette formule devient, lorsque l'on tient compte de tous les paramètres :

$$p = s_q \delta_q (\gamma - \gamma_w) D N_q + s_\gamma \delta_\gamma (\gamma - \gamma_w) \frac{B}{2} N_\gamma + (s_c \delta_c C' N_c) \quad (2-9)$$

Les différents paramètres intervenant dans cette formule sont explicités brièvement ci-dessous.

Influence de la forme de la semelle

La formule a été établie sur base de l'hypothèse d'une semelle filante (infiniment longue). En pratique, cette hypothèse est vérifiée si l'on utilise une semelle de forme très allongée (sachant que plus le rapport des dimensions longueur/largeur augmente, plus on se rapproche de l'hypothèse formulée).

Lorsque cette hypothèse ne peut raisonnablement être postulée (cas d'une semelle carrée, circulaire, rectangulaire), on tient compte de la forme réelle de la fondation au moyen des termes correctifs S_q , S_c , S_γ . Pour une semelle rectangulaire, on utilise les formules suivantes :

$$s_q = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} = S_c \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L} \quad (2-10)$$

Inclinaison de la charge

En cas d'inclinaison de la charge (présence d'une force horizontale), la symétrie du schéma de rupture est modifiée. On utilise donc des coefficients correcteurs dont la valeur est donnée par :

$$\delta_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2 = \delta_c \quad \delta_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\Phi} \right)^2 \quad (2-11)$$

Dans ces formules, l'angle θ représente l'angle d'inclinaison de la charge.

Excentrement de la charge

En cas d'excentrement de la charge (présence d'un moment sollicitant), la symétrie du schéma de rupture est également brisée (avec décollement éventuel de la fondation). Pour prendre en compte cet effet, Meyerhof a proposé d'utiliser une semelle fictive de dimensions

réduites telle que la charge appliquée soit centrée sur cette semelle fictive. Les dimensions de la semelle fictive dépendent donc de l'excentrement de la charge, c'est-à-dire du rapport entre le moment et l'effort vertical.

En pratique, on calcule l'excentrement de la charge et ensuite la largeur utile.

$$e = \frac{M}{V} \quad (2-12)$$

$$B' = B - 2e \quad (2-13)$$

La longueur de la semelle fictive est identique à celle de la semelle réelle car il n'y a pas de sollicitation de moment selon ce plan.

Effet de la nappe

Il faut tenir compte de la présence de l'eau dans le sol. Lorsque l'on se trouve sous la nappe, on effectue la modification suivante : on déjauge le poids volumique du sol, donc on

utilise $\gamma_w = 6 \frac{kN}{m^3}$

2.10.2 Glissement

Sous l'action des forces horizontales, on pourrait observer un mouvement de glissement de la fondation sur le sol. Le coefficient de sécurité est de l'ordre de 1,3-1,5.

Sous l'action des forces horizontales, on pourrait observer un mouvement de glissement de la fondation sur le sol. Les efforts de frottement susceptibles de s'opposer à ce mouvement résultent de la rugosité de la fondation de l'action des forces verticales. Le coefficient de sécurité par rapport au glissement est donné par l'expression :

$$S_g = \frac{V \cdot \tan \phi + c \cdot B}{H} \quad (2-14)$$

V représente la résultante des forces verticales, H celle des forces horizontales.

2.10.3 Renversement

Ce critère de stabilité à vérifier concerne les déformations résultant des tassements, et plus particulièrement des tassements différentiels, eux-mêmes le plus souvent causés par des différences de contraintes entre l'avant et l'arrière de la fondation.

Ce critère de déformation par basculement sous l'action de contraintes dissymétriques peut aussi s'exprimer plus simplement en termes d'excentricité relative de la résultante e/B . Cette

dernière sera limitée dans tout les cas à 1/3, ce qui correspond à une fondation décollée sur la moitié de sa largeur.

Ce critère est parfois plus sévère, par exemple avec une limite de 1/6 (pas de décollement du tout) ; conseillée pour les ouvrages soumis à la pression de l'eau ce qui est notre cas.

On veillera donc à respecter la condition suivante : $\frac{e}{B} < \frac{1}{6}$

2.11 Construction d'un barrage mobile

La construction ou la rénovation d'un barrage mobile est complexe car elle fait entrer en jeu de nombreux paramètres : choix de l'implantation, respect des normes environnementales, respect des riverains, phasage des travaux, ...

2.11.1 Choix de l'implantation

En général, plusieurs implantations peuvent être envisagées selon le site. En cas de remplacement du barrage ancien par un nouvel ouvrage proche, il faut veiller, pour l'implantation de l'ouvrage et le déroulement des travaux, à l'interférence qui se produira entre les phases de chantier, les déplacements du matériel et des hommes, et l'exploitation du barrage ancien (qui doit continuer à réguler le niveau tant que le nouvel ouvrage n'est pas mis en service). L'interférence provient à la fois de la modification des écoulements dus à la présence des batardeaux qui complique la gestion de l'ouvrage ancien, voire la rend impossible, de la réduction des espaces nécessaires aux manœuvres et de l'entretien.

En résumé les aspects à prendre en compte sont :

- Débit, nombre de passes, débouché hydraulique, ... (études hydrauliques)
- Possibilité (et pertinence) d'installer une centrale hydroélectrique
- Implantation d'une échelle à poissons et d'un tapis à anguilles
- Accessibilité, emplacement zone de chantier
- Durée du chantier
- Zonées protégées (Natura 2000), déboisement éventuel
- Maintien de la navigation
- Impacts sur les riverains (nuisances, expropriations, ...)
- Construction route, chemin de halage, pont
- Interférences avec autres cours d'eau (sédiments, ...)
- Intégration paysagère
- Place disponible

Dans le cas où le barrage est accolé à l'écluse, le barrage doit se situer entre les têtes des écluses et ne peut bénéficier de l'implantation initiale de celui qu'il va remplacer. La reconstruction d'un tel barrage exige en général la reprise du bajoyer sur toute sa longueur. La

réalisation des fondations du nouveau barrage nécessite souvent un terrassement à une cote inférieure à celle du radier du batardeau : la stabilité pendant les travaux doit être vérifiée particulièrement ; l'infiltration possible ou le manque d'étanchéité doivent également être appréciés. Le mode de construction et de liaison des ouvrages (culée du barrage-batardeau) s'avère souvent délicat. Il est possible d'envisager une implantation en aval mais, dans la majorité des cas, cette solution nécessite la construction d'une digue de raccordement servant d'estacade en aval, ce qui augmente le coût de la reconstruction.

Dans le cas où on reconstruit un barrage isolé, trois opportunités s'offrent au maître d'ouvrage.

- Reconstruction en amont du radier existant

L'implantation se fait en amont du barrage existant. On peut à la limite utiliser le radier de l'ancien barrage comme nouveau après-radier, avec une liaison en enrochements entre les deux ouvrages. Si le barrage est reconstruit proche de l'ancien, une zone de courants traversiers va apparaître entre batardeau et barrage ancien avec les risques que cela comprend (affouillements, difficulté de manœuvre du barrage toujours en service)

- Reconstruction à l'aval de l'ancien barrage

Cette solution est tout à fait envisageable si la topographie des lieux le permet. Toutefois, si on reconstruit le barrage à l'aval immédiat de l'ancien, cela présente quelques inconvénients. Cette façon de procéder suppose que l'économie réside dans l'utilisation du barrage actuel comme batardeau amont ; Outre le fait qu'il convient de s'assurer qu'il peut en être ainsi (car l'ancien barrage n'a pas été conçu dans une optique de batardage), la vétusté de l'ouvrage doit être examinée attentivement. Un autre inconvénient réside dans l'existence d'enrochement en aval-radier installés pour stabiliser le processus d'érosion, qu'il convient d'enlever sans pour autant être certain d'avoir à tout enlever. Le batardeau installé dans le remous de la chute est violemment sollicité.

- Reconstruction sur le barrage existant

Cette technique peut s'envisager, dans le cas notamment d'un simple changement de bouchure. Il faut néanmoins vérifier que cela reste possible : souvent, le génie civil a été conçu pour le type de bouchure ancienne et il est rare de pouvoir le modifier de façon substantielle. Le problème se posera vraisemblablement pour la résistance des piles et les raccordements entre ouvrages anciens et nouveaux.

2.11.2 Phasage des travaux

Les travaux relatifs à la construction d'un barrage mobile ne peuvent pas s'exécuter tout au long de l'année. En effet, lorsque les débits sont trop importants (période allant approximativement d'octobre à avril), les travaux sont stoppés. Ils n'ont lieu qu'au printemps

et en été (même s'il n'est pas exclu qu'une crue survienne en été !), soit environ six mois par an. C'est pourquoi un barrage dont la construction nécessite douze mois de travaux effectifs sera en pratique achevé en deux ans. Cet inconvénient peut être gommé en utilisant des techniques de préfabrication (voir § 2.12).

Pour des raisons de sécurité, les barrages actuels comptent au moins deux passes. Le barrage est donc construit en plusieurs étapes. Dans le cas de deux passes, on en réalisera une, puis l'autre. Si le nombre de passes est plus élevé, il convient de conserver une longueur déversante durant les travaux. Par exemple, si le nouvel ouvrage comprend trois passes de même longueur et qu'on désire en réaliser deux d'une traite, il faut vérifier que l'espace restant (soit le tiers de la rivière) est capable d'absorber le débit.

Nous allons premièrement décrire de façon générale la planification de démolition et de construction. Notons que ces deux opérations ne peuvent être effectuées séparément l'une de l'autre puisque nous devons assurer le fonctionnement d'une partie de l'ancien barrage jusqu'à ce que le nouveau soit entièrement opérationnel. Nous allons donc devoir agencer et planifier les différentes étapes de la démolition et de la construction en parallèle.

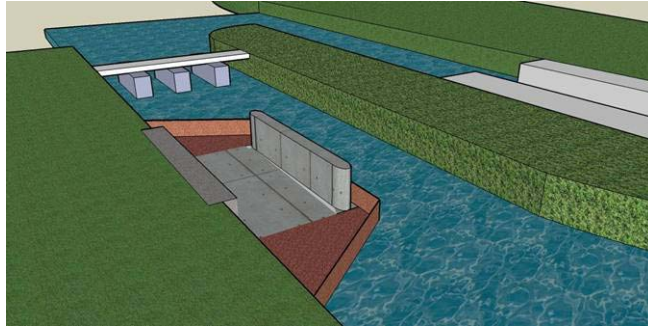
Par souci de simplicité, considérons la construction d'un barrage constitué de deux pertuis de même longueur, construit à l'aval de l'ancien. La figure 2.75 montre les trois premières étapes.

Etape 1 : Le barrage est donc constitué de deux passes indépendantes. L'entrepreneur ferme et isole une demi largeur de cours d'eau à l'aide d'un batardeau de construction, typiquement un rideau de palplanches. Des pompes fonctionnent en permanence pour évacuer l'eau qui s'infiltre dans la zone de travail. Durant quelques mois, le radier, la culée et la pile centrale sont réalisés, puis la vanne est mise en place.

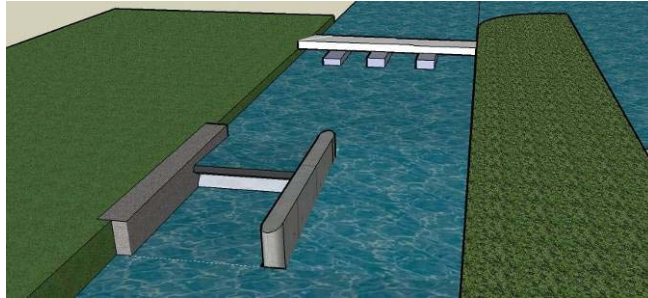
Etape 2 : La mauvaise saison arrive. Les palplanches sont enlevées. Si elles ont été disposées judicieusement en amont et en aval du radier, elles peuvent être recepées jusqu'à hauteur du radier afin de faire office de parafoilles. Une des deux passes du nouveau barrage est donc déjà construite

Etape 3 : Au retour du printemps, les travaux reprennent, on batarde une moitié de rivière et construit à sec le génie civil restant, puis procède au placement de la seconde vanne et de ses équipements.

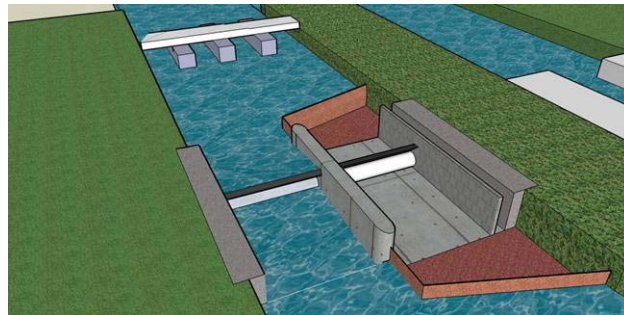
Etape 4 : Une fois le système de batardage enlevé, le nouveau barrage est prêt à fonctionner. L'ancien barrage peut dès lors être démoli.



Etape 1



Etape 2



Etape 3

Figure 2.75 Etapes de construction

2.12 Préfabrication

La préfabrication est un mode de fabrication des éléments hors site c'est-à-dire une réalisation en atelier ou dans un chantier contigu au site ou non (hors d'eau). La préfabrication peut être appliquée à un élément unique ou à plusieurs éléments par la réalisation de gabarit (moule). La période de réalisation peut être soit bien antérieure au début du chantier de construction soit simultanée.

Le lieu de construction peut être :

- en atelier
- dans une fouille proche du site
- sur un dock flottant

La structure peut être construite :

- en un élément (barrage entier)
- en plusieurs éléments (découpage longitudinal ou transversal)

Le transport de la structure (ou éléments de la structure) peut être fait :

- par voie routière
- par voie fluviale (en flottaison ou sur une barge)

En général, on utilise une structure qui sert de coffrage à un béton de remplissage qui assure la résistance structurelle du barrage (poids, résistance aux efforts).

La préfabrication dont on parle ici concerne les ouvrages du génie civil, les organes métalliques étant toujours préfabriqués. Cette solution consiste à construire le barrage partiellement ou totalement sur un site différent, puis à le transporter jusqu'à son emplacement définitif, le mode de transport étant généralement par voie d'eau.

La préfabrication peut être totale ou partielle. Dans le premier cas, aucun travail d'assemblage n'est réalisé sur le site : l'ouvrage une fois installé peut être directement connecté et mis en service. Dans le cas d'une préfabrication partielle, les travaux d'assemblage sont effectués sur place.

On distingue deux modes de mise en place : à sec ou en eau. Dans le cas d'une mise en place à sec, il faut des batardeaux pour assurer l'étanchéité du site. La mise en place peut également se réaliser en eau en immergeant le barrage préfabriqué. On utilise la poussée d'Archimède pour une mise en place lente et par suite très précise. Le barrage est ballasté par de l'eau, du sable ou du béton.

La préfabrication est une technique innovante en soi mais également parce qu'elle utilise d'autres techniques d'innovation comme les nouveaux matériaux pour les barrages (aluminium, béton de fibres,...), les structures flottantes...

Différents modes de préfabrication peuvent être envisagés. Tout d'abord, la préfabrication peut être envisagée à différentes échelles (de la préfabrication par exemple de certains éléments de génie civil comme les piles à la préfabrication globale de la structure).

Le choix du mode de préfabrication dépend principalement des facteurs suivants:

- la taille de la rivière;
- la configuration du site;
- les conditions hydrauliques de la rivière;
- la place disponible sur le site;
- les accès possibles;
- la présence, dans la région, d'une usine dans laquelle la préfabrication est possible;
- les conditions de navigation de la rivière (écluse, pont, profondeur).

a) Matériaux de préfabrication

Acier

L'utilisation de l'acier pour la structure portante (coffrage) est efficace. Cette technique est correctement maîtrisée dans les chantiers navals et les réactions au contact du béton sont bien connues.

L'acier de la structure participe pleinement à la rigidité et à la durabilité. Il n'est en principe pas nécessaire de prévoir d'autres systèmes pour reprendre les efforts (armatures), en revanche des connecteurs doivent être prévus entre l'enveloppe et le béton de remplissage.

Béton armé

Pour développer une résistance suffisante, la structure doit avoir un poids important ce qui implique un fort tirant d'eau. Cette solution n'est donc possible que si une aire de préfabrication est installée à proximité du site ou si le transport peut s'effectuer en eau profonde.

Aluminium

L'aluminium a l'avantage de permettre la réalisation d'une structure légère, presque trois fois plus légère que l'acier, et par suite de réduire considérablement les problèmes liés aux limitations de tirant d'eau pendant le transport.

L'aluminium sert uniquement aux coffrages et ne participe pas à la reprise des efforts dans la structure. Le matériau de remplissage comme un béton de fibres doit alors reprendre les efforts. L'aluminium a l'avantage d'être caractérisé par un poids spécifique très faible ce qui peut être intéressant dans l'optique de construction préfabriquée amenée par flottaison.

Autres

Il est possible d'envisager d'autres matériaux que l'aluminium pour les coffrages perdus. On peut imaginer une structure à base de résine ou d'autre matériau composite mais le problème de ces nouveaux matériaux est actuellement leur coût.

Le bois peut également être envisagée sous réserve d'étude de faisabilité et d'étude économique. Un des avantages pouvant être mis à profit dans le cas du bois est sa propriété de flotter naturellement sur l'eau.

c) Matériaux de remplissage

Béton

Le remplissage par du béton est la solution la plus classique.

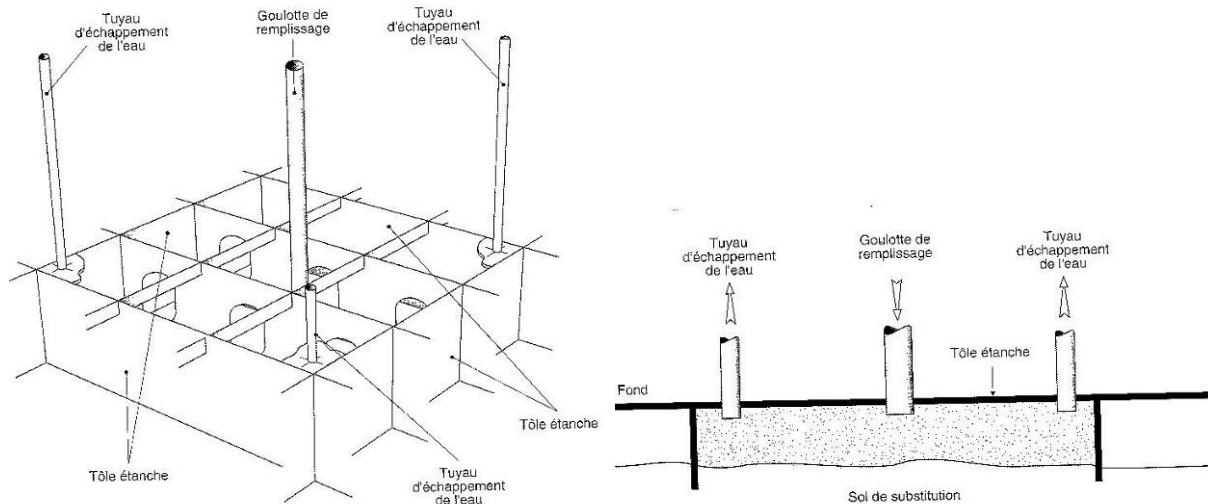


Figure 2.76 Schéma de remplissage de structure par du béton

Avec une structure en acier, les contraintes liées au transport et à la rigidification de la barge entraînent une quantité d'acier telle qu'il est inutile de rajouter des armatures dans le béton. Le fait de ne pas devoir placer des armatures supplémentaires pendant le bétonnage est un avantage car elle poserait des problèmes d'accessibilité et de sécurité.

Le béton doit être suffisamment maniable pour pouvoir être pompé et remplir la structure sans laisser de poches d'air ou d'eau.

La résistance de la structure étant assurée par le couple acier béton, la mise en place de connecteurs en acier à l'intérieur de la structure est indispensable pour que la structure reprenne correctement les efforts de traction.

Des événements éviteront la formation de poches d'air ou d'eau.

Béton de fibres

Les fibres d'acier sont des fibres rectilignes ou profilées, fabriquées au moyen d'acier. Leur section peut être circulaire, rectangulaire ou en demi-lune. Le béton renforcé de fibres d'acier se définit comme un béton dans lequel on incorpore des fibres d'acier lors du malaxage, de façon à ce que leur répartition dans la matrice de béton soit homogène et leur orientation aléatoire (sauf pour les applications spéciales)⁶.

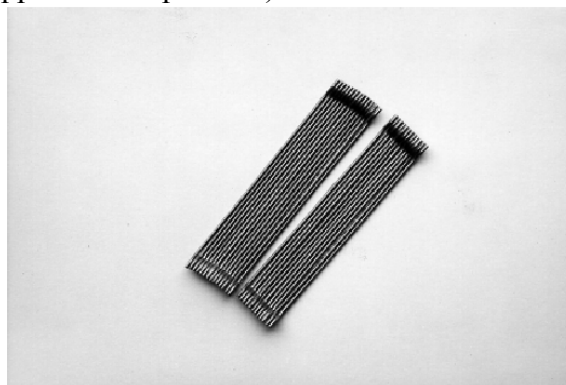


Figure 2.77 Plaquette de fibres collées (CSTC Magazine – Automne 2000)

⁶ CSTC Magazine, Automne 2000, Recherches et études : Le béton renforcé de fibres d'acier.

L'incorporation de fibres au béton, même en proportion limitée, améliore de façon sensible la résistance aux chocs tout en conservant intactes les autres propriétés du béton armé. L'utilisation du béton de fibres s'adapte particulièrement bien à la préfabrication puisqu'elle évite une grande partie des opérations de ferrailage. L'adhérence des fibres au béton est réalisée au mieux en assurant à la fibre une forme ondulée ou crochetée aux deux extrémités. Pour une structure en aluminium, l'enveloppe seule ne permet pas la reprise des efforts de traction. Un remplissage par un béton armé de fibres métalliques mélangées au béton pendant sa fabrication est une solution qui a été étudiée (voir projet de l'Université de Liège⁷). La présence de connecteurs est dans ce cas inutile.

Sable

L'emploi de sable est envisageable avec une structure en béton armé. Dans ce cas, la fonction du remplissage est d'ajouter du poids pour lutter contre la poussée d'Archimède et les sous pressions.

d) Découpage

Elément unique

La solution d'un élément unique permet une mise en place plus rapide. Mais un certain nombre de contraintes extérieures peuvent interdire cette solution. Cette solution n'est donc envisageable que dans certains cas:

- la taille du barrage est incompatible avec les contraintes de transport (tailles des écluses, tirant d'eau, tirant d'air, ponts, ...);
- il est possible de dévier momentanément la rivière afin de permettre une pose avec un débit quasi nul (un très faible débit d'étiage peut être dévié par un autre bras ou une écluse);
- il est possible d'annuler momentanément le débit par stockage dans un plan d'eau amont ;
- possibilité de barrer la rivière à la navigation.

Découpage transversal

Le découpage transversal partage le barrage en éléments de longueur égale à la longueur du barrage c'est-à-dire la largeur de la rivière. On peut envisager la réalisation de plusieurs éléments préfabriqués compatibles avec les dimensions des écluses, des camions, en prévoyant un découpage transversal. Par contre, si la longueur du barrage est importante, ce principe de découpage a l'inconvénient d'être difficilement transportable.

Le barrage est alors composé de plusieurs éléments assemblés sur site (Figure 2.78).

⁷ Projet de recherches concernant des barrages mobiles préfabriqués en aluminium, Procès verbal (H 50 345), Université de Liège, Hadid, 1992

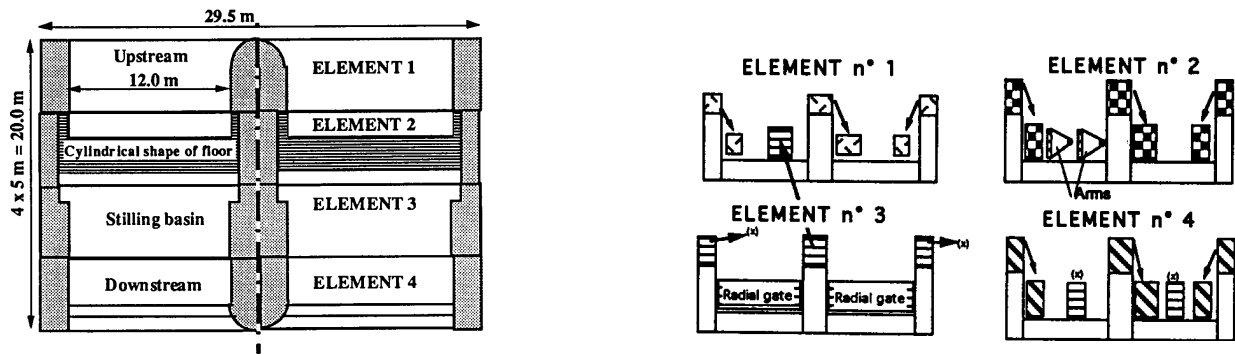


Figure 2.78 Vue séparée des 4 éléments préfabriqués flottants avec les éléments qu'ils transportent durant leur acheminement au site (Projet de l'Université de Liège, 1994)

Découpage longitudinal

En fonction des contraintes extérieures, il est également possible de scinder le barrage en tranches découpées dans le sens amont aval (figure 2.79). Ce découpage est composé d'éléments semblables pour l'ensemble du radier et d'éléments distincts pour les piles. De par leurs plus petites dimensions, ces éléments sont plus facilement transportables que ceux résultant d'un découpage transversal.

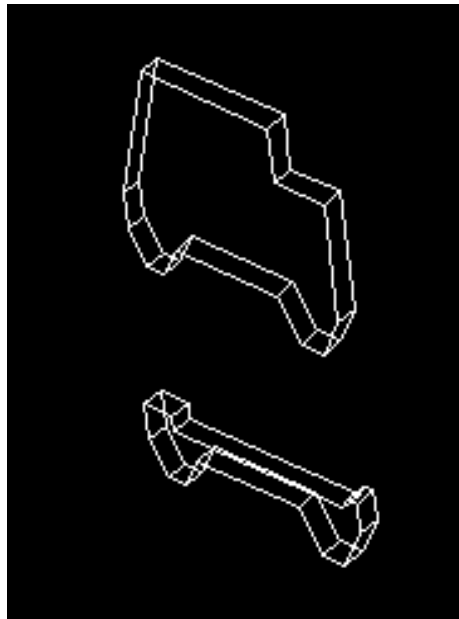


Figure 2.79 Exemple pour le barrage de Monthermé, découpage longitudinal (élément d'une pile et élément du radier).

d) Mise en place

A sec

Les fondations sont préparées à sec à l'abri d'un batardeau (généralement en remblais). L'enceinte du batardeau est noyée puis ouverte pour permettre le passage de la structure flottante. Le batardeau est ensuite fermé et vidé par pompage. La structure descend

progressivement guidée sur ses fondations. Le positionnement peut être très précis car il suffit de réintroduire de l'eau pour mettre la structure en flottaison si on veut ajuster l'ouvrage. Le remplissage de la structure est également effectué à sec. Les batardeaux ne peuvent être enlevés qu'une fois que la structure a atteint un poids minimum. Dans le cas d'une mise en place à sec, il faut prévoir l'installation en deux parties car il est impossible de barrer totalement la rivière.

En eau

Les fondations sont préparées par des moyens subaquatiques. La barge est amenée puis lestée progressivement. Son guidage doit être précis, généralement à l'aide de câbles fixés sur les berges. Le courant doit être réduit. Un contrôle du remplissage permet d'assurer l'horizontalité de la descente. S'il y a un courant, même faible, il est plus intéressant de mettre en place la structure avec les bouchures ouvertes. Le principal avantage est d'éviter la construction de batardeaux provisoires. La rapidité de mise en place permet d'obtenir un impact presque nul sur les niveaux de la rivière.

e) Transport

La taille des éléments rend difficile voire impossible le transport par voie terrestre.

Transport assisté

Le transport s'effectue par le moyen d'une autre structure comme un dock flottant (voir exemple du barrage de Denouval) ou un navire. Ce choix peut être intéressant, par exemple si le site est à côté de la mer et le chantier de fabrication lointain.

Elément autonome

Le barrage supporte la navigation (vagues, vents, courants, gabarit) et possède une bonne manoeuvrabilité. Si la hauteur libre est insuffisante pour le franchissement d'un pont, il est possible de lester temporairement la structure.

Transport minimum

En cas de préfabrication à proximité du site, les problèmes sont moins importants. Un aménagement de chenal peut s'envisager ainsi que de courts arrêts de navigation.

f) Dimensionnement

Les principales contraintes pour le dimensionnement de la structure sont liées au transport. Il faut assurer la flottaison de la structure, sa stabilité et sa rigidité. La préfabrication nécessite donc de renforcer certaines parties d'ouvrage :

- La structure pour assurer une rigidité suffisante durant le transport;

- Les éléments de raccord avec les rives qui doivent supporter le terrain antérieurement à la mise en place de la barge, avant d'être doublés par les piles latérales du barrage.

Fondation

À sec

Les fondations sont réalisées hors de l'eau. On peut réaliser un béton de propreté et une dalle de béton pour l'ouvrage. Un système d'injection inclus dans l'ouvrage préfabriqué permet d'assurer la connexion par collage entre les fondations et la barge.

En eau

La structure en flottaison est amenée puis lestée progressivement. Son guidage doit être précis et le courant doit être réduit.

Un contrôle du remplissage permet d'assurer l'horizontalité de la descente. S'il y a un courant, même faible, il est plus intéressant de mettre en place la structure avec les bouchures ouvertes (pour réduire la prise de courant).

Le principal avantage est d'éviter la construction de batardeaux provisoires. La rapidité de mise en place permet d'obtenir un impact presque nul sur les niveaux de la rivière et une réduction des coûts fixes.

Raccordement avec les rives et entre éléments

Étanchéité entre éléments

Les injections représentent souvent une bonne solution à condition que des connecteurs aient été prévus pour assurer un bon contact entre le ciment et les parties métalliques.

Entre deux parties métalliques, la soudure sous eau est simple et efficace. On peut également envisager une liaison par membrane étanche, la fixation de la membrane se faisant par plaques et boulons.

On peut également installer des fixations mécaniques par boulons, avec joints.

Étanchéité avec fondations

L'étanchéité avec la fondation est plus délicate car elle dépend du type d'écran d'étanchéité, de sa position et de la méthode de mise en place.

La solution la plus simple consiste à placer l'écran d'étanchéité sous la structure et à en inclure la tête dans la partie injectée.

Exemple 1 : le barrage de Denouval⁸

Bouchure

L'idée est, en partant des bouchures à petits éléments (qui ne nécessitent pas de piles intermédiaires), de trouver un système permettant la suppression de la passerelle.

Le premier concept consiste en l'utilisation d'un vérin pour la manœuvre mais également pour supporter la hausse. Un tel schéma n'est pas concevable car il est inadmissible d'exposer en permanence la tige d'un vérin à l'action de la rouille et des incrustations. La solution est trouvée en adaptant la solution représentée sur la figure 2.80. Le chevalet sur lequel agit le vérin et l'arc-boutant sont conservés.

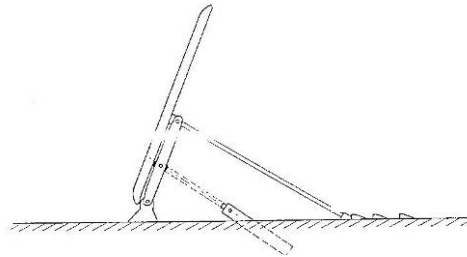


Figure 2.80 Bouchure utilisée pour le barrage de Denouval

Le contact entre le vérin et la hausse s'effectue par l'intermédiaire d'une sphère, susceptible de tourner autour d'un axe horizontal fixé au chevalet et d'une coupelle fixée à l'extrémité de la tige du vérin. Grâce à cette disposition, ladite tige ne sort pas du bain d'huile, dans lequel elle séjourne habituellement, que pendant la durée de la manœuvre qui est de l'ordre d'une minute.

Ce nouveau type de bouchure, baptisé « clapets à vérins aval » constitue un type de bouchure sans passerelle ni pile intermédiaire. Les éléments constitutifs parfaitement alignés donnent l'impression d'une vanne unique. Grâce au type de joint utilisé, cette paroi est étanche.

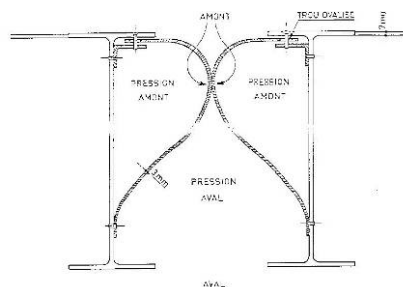


Figure 2.81 Joint entre deux clapets

La disposition en chicane est également intéressante. Les masses d'eau qui s'échappent des surfaces hachurées suivent la direction des flèches 1 et 2. L'expérience montre qu'elles se transforment en une émulsion riche en air.

⁸ Nouveau procédé de fondation en lit de rivière, Application au barrage de Denouval, J Aubert

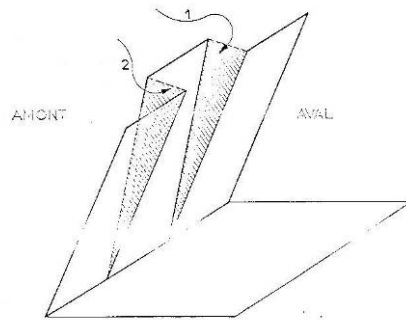


Figure 2.82 Disposition en chicanes

Conception et construction du radier

Traditionnellement, l'ingénieur doit se préoccuper du type de sol sur lequel il va fonder son ouvrage mais cette étape peut être supprimée.

La nouvelle méthode comporte une série d'opérations représentées à la figure 2.83.

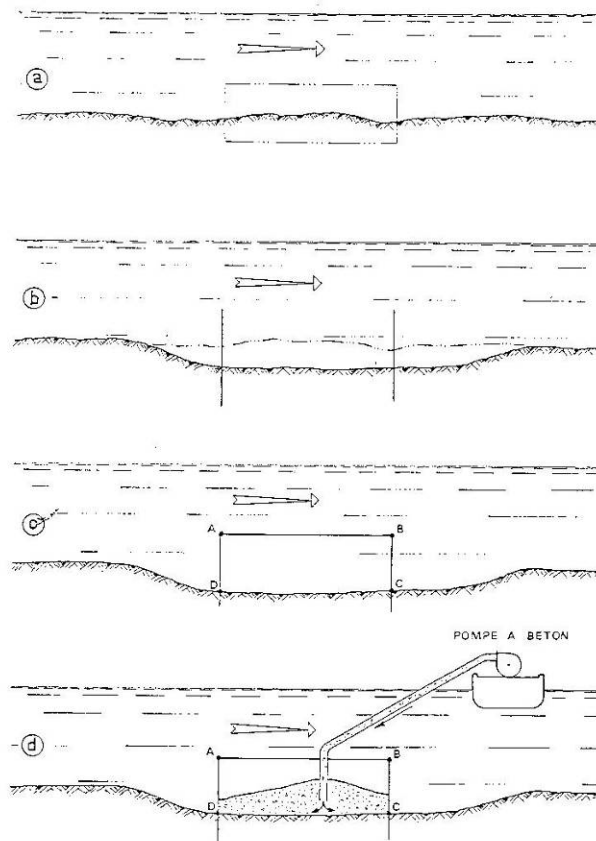


Figure 2.83 Principe de la méthode de construction du radier

La figure a représente l'emplacement de l'ouvrage à construire.

La figure b correspond au moment où on aura atteint la cote de fondation voulue par dragage. Dans la fouille, deux rideaux de palplanches métalliques ont été battus.

La figure c correspond au stade où un couvercle métallique AB a été déposé sur les palplanches afin de constituer une enceinte fermée ABCD

La figure d donne le stade final de remplissage avec du béton mis en place à la pompe.

Processus d'exécution

C'est surtout la confection et la mise en place du couvercle AB qui retiendra notre attention. En raison de ses dimensions (75 * 6 m), la mise en place de ce chapeau semble poser des problèmes.

L'essentiel du couvercle est constitué d'une tôle métallique raidie et munie d'un certain équipement lui permettant d'assurer la rigidité et la flottaison. La tôle supposée horizontale est bordée par une cloison verticale, également en tôle, qui est complétée par deux cloisons transversales médianes. L'ensemble flottant sur l'eau dans une position légèrement inclinée. Un contreventement en cornière vient conforter la poutraison inférieure pour résister aux efforts latéraux.

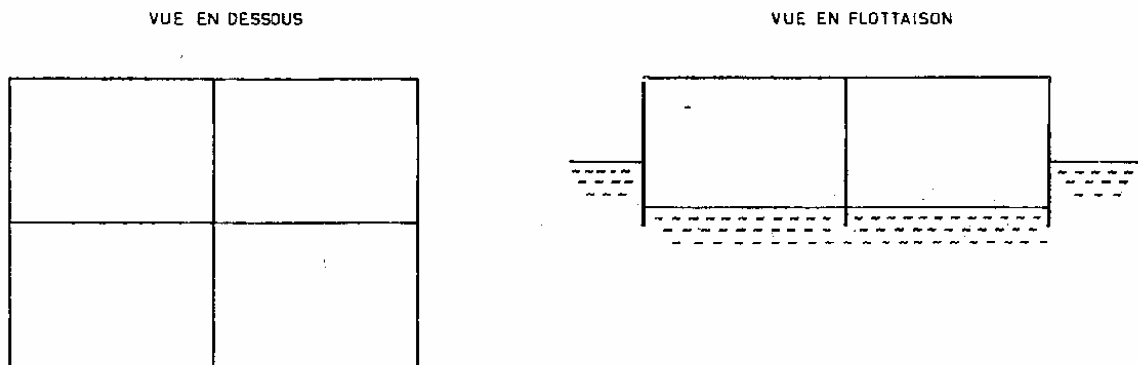


Figure 2.84 Cloche compartimentée constituant le dessus de l'ouvrage

On peut aller plus loin et disposer la bouchure sur la face supérieure de la tôle, les vérins étant logés dans les carters descendus en contrebas de la tôle du radier.

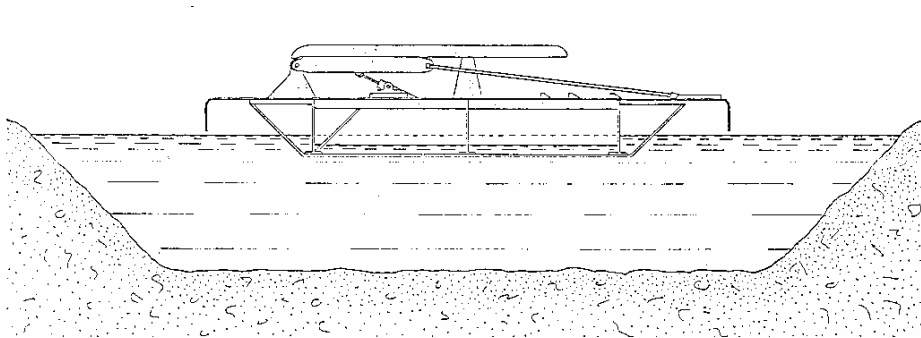


Figure 2.85 Transport du système de vanne par flottaison

L'ensemble peut ainsi être construit à terre avec toute la précision voulue, puis mis à l'eau et amené par flottaison jusqu'au site.

Pour l'immersion et la descente, la construction est suspendue à des câbles, pour ensuite évacuer complètement l'air. On obtient ainsi un corps mort dont on contrôle la descente en lâchant progressivement les câbles.

Pour terminer la construction de l'ouvrage, le coffrage est rempli à la pompe. Pour combler le vide entre le béton coulé et la tôle, il a été procédé à des injections de mortier.

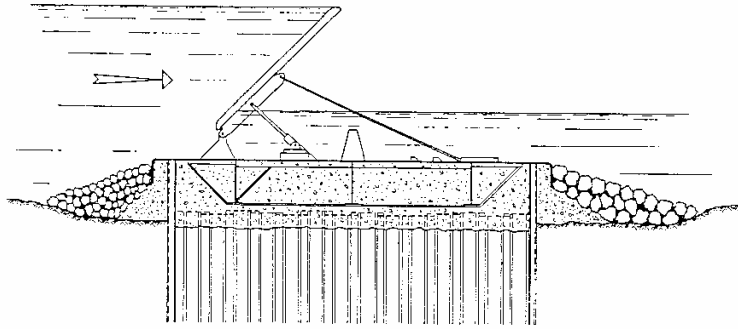


Figure 2.86 État en service

Pour pouvoir mettre l'ouvrage en service, les canalisations d'huile du radier ont été raccordées à la station de pompage installée sur la berge.

Analyse du procédé

Le barrage de Denouval a été construit en 1981. Finalement, il a été construit à terre dans un chantier naval mais transporté par des docks flottants. Le transport de la structure flottante grâce à des poches d'air était trop risqué. Le placement du barrage s'est passé sans problème car le site est situé sur un bras de rivière et tout le débit peut être évacué par un autre bras. Le danger de placer ce genre de structure est que lors du positionnement du barrage dans sa position finale, il y a un moment où se crée une obstruction dans le cours d'eau.



Figure 2.87 Positionnement de la structure « flottante »

La préfabrication du barrage a permis une économie de 30% par rapport à une solution traditionnelle, en grande partie grâce à la suppression des batardeaux de construction.

Exemple 2 : le barrage de Braddock⁹

Les figures qui suivent montrent la construction du barrage sur modèle puis en réalité pour le barrage de Braddock en Pennsylvanie (USA).

Construction sur modèle



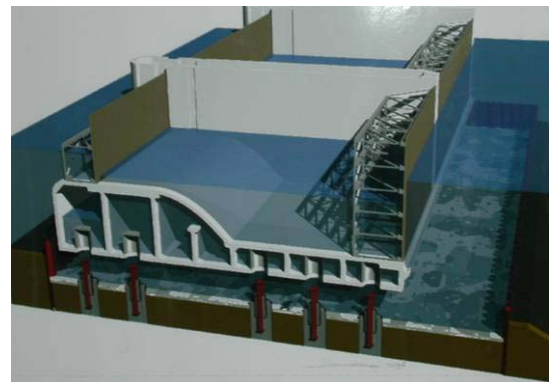
Assemblage de la structure et des vannes



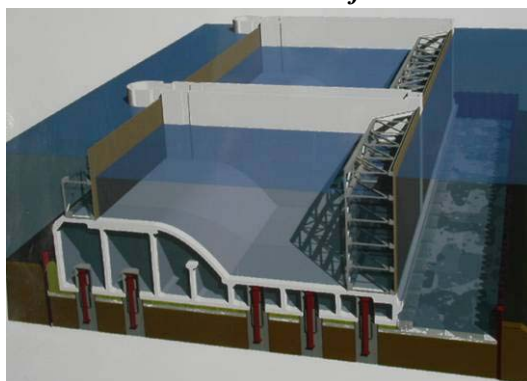
"Batardage des passes"



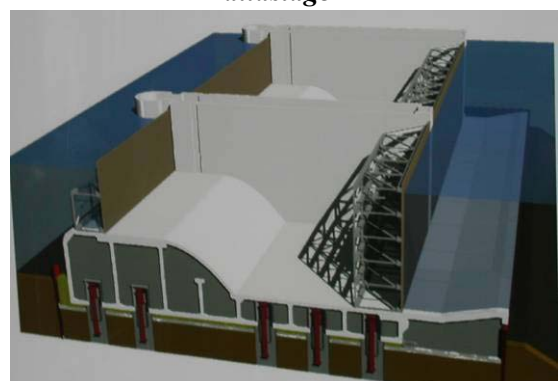
Structure en flottaison



Ballastage



Placement sur ses fondations



Remplissage de la structure du radier

⁹ AIPCN, WG 26, Préfabrication techniques, Rotterdam meeting, Dale Miller, Mars 2004

Construction réelle



Guides pour améliorer le positionnement et le ballastage de la structure



Installation des vannes

Avantages et inconvénients de la préfabrication

Durée des travaux

Les avantages en termes de délais peuvent atteindre 30% par rapport à la solution classique. Pour la plupart des rivières françaises, l'hydrologie conduit à des périodes favorables de réalisation d'une durée de 6 à 8 mois par an. La réalisation en deux phases conduit donc généralement à des chantiers étalés sur 2 ans au moins.

Avec la préfabrication, certaines tâches peuvent être simultanées:

- Installation de chantier et accès, *calculs d'exécution de la préfabrication du barrage;*
- Réalisation des batardeaux (si nécessaire), *mise en préfabrication du barrage;*
- Préparation des fondations, *construction du barrage en usine;*
- Construction des ouvrages annexes et raccords, *montage des vannes et des organes de manœuvre;*
- Transport et mise en place du barrage;
- Finitions et raccordements.

La quantité de travaux à réaliser en rivière (texte non italique) est donc réduite. Dans le cas où on peut se dispenser de batardeaux, le travail sur le site même de l'ouvrage peut facilement être réalisé en une saison.

Impact sur l'environnement

La préfabrication n'implique aucun impact supplémentaire sur l'environnement.

Nuisances du chantier

La préfabrication peut de toute évidence réduire les nuisances directes en réduisant le volume de travaux à réaliser sur place ainsi que la durée du chantier.

Une incidence négative est d'assurer un bétonnage en continu de la structure pour éviter les reprises de bétonnage. La durée du bétonnage dépendra du découpage des éléments (bétonnage à une cadence de 10 à 20 m³/h).

Navigation

La réduction de l'impact sur la navigation est directement liée à la réduction de la durée de chantier.

Faune et flore

La durée des travaux étant réduite, les nuisances pour la faune et la flore sont d'autant diminuées.

Coût

Un calcul sommaire pourrait être effectué pour une structure en acier:

Coût identique pour la vantellerie;

Pour un volume de béton de 2000 m³ (ouvrage de 100 m), la masse nécessaire d'acier passerait de 60 kg à 250 kg par m³;

Suppression des coffrages (4000 m²);

Suppression du batardeau (100 m de rideau de palplanches de 10 m de long).

Le risque de hausses des coûts et de l'allongement des délais est moindre pour la solution préfabriquée.

Assurance qualité

La préfabrication en usine permet d'assurer des contrôles d'assurance qualité plus rigoureux et efficaces:

- Moyens matériels permanents en usines, généralement plus importants et mieux entretenus que sur chantier;
- Moyens de levage bien adaptés en termes de capacité, de précision et de sécurité;
- Procédures de contrôle mieux rodées et plus faciles ;
- Meilleures maîtrises des paramètres environnementaux.

Standardisation

La préfabrication est avantageuse quand elle bénéficie d'un effet d'échelle pour plusieurs barrages à réaliser, de par l'uniformisation des structures et du matériel de construction.

Sur un tronçon homogène de rivière, on peut concevoir la conception d'éléments modulaires de taille standardisée (voir § 2.13). En effet, en l'absence d'affluents importants, les caractéristiques de largeur, de débit et de chute varient assez peu d'un ouvrage à l'autre.

La solution avec des passes de même largeur et de même section peut être réalisée après calcul hydraulique par le calage du niveau du radier et le degré de fermeture des bouchures. Il devient alors possible d'aménager un tronçon de rivière en un temps réduit en enchaînant la préfabrication d'éléments identiques des différents ouvrages.

La standardisation peut permettre la fabrication en série (de petite quantité) de certaines pièces et une réduction du coût.

Transport

L'inconvénient majeur de la préfabrication est la nécessité de transporter un ou des éléments de dimensions importantes sur une distance plus ou moins grande.

2.13 Standardisation

2.13.1 Concept

La standardisation est un concept qu'on cherche à introduire lors d'un projet de reconstruction d'un barrage et qui permet de concevoir et/ou de construire à l'identique des éléments d'un barrage. Ainsi, par exemple, chaque passe du barrage aura la même largeur, possèdera le même système de bouchure et sera manœuvrée de la même façon.

Mais la standardisation peut s'effectuer à une plus grande échelle et concerner plusieurs barrages. Elle s'entend alors pour des tronçons d'une même rivière, les conditions étant susceptibles d'être assez proches (hydrologie et hydraulique, géotechnique, exploitation). On parle alors d'une chaîne de barrage. L'étude de la faisabilité d'une standardisation se centrera sur cette dimension.

La standardisation est une exigence que le maître d'ouvrage s'impose, dès le programme, afin d'alléger la conception (faciliter le dimensionnement du barrage et permettre une optimisation financière) et d'améliorer la gestion de l'exploitation et de la maintenance. Ce programme peut être réalisé pour une chaîne de barrage, il comportera alors des besoins communs, ainsi que des exigences et des contraintes communes. Mais ce programme est le plus souvent spécifique à chaque barrage. Il faut alors tenir compte des autres barrages de la chaîne et s'efforcer d'introduire la standardisation dans la définition des hypothèses du programme de chaque barrage.

La standardisation a pour but de faciliter le dimensionnement des barrages pour ne pas devoir repenser entièrement chaque nouveau barrage. En effet, seules des adaptations éventuelles aux conditions du site, voire des modifications pour résoudre des problèmes rencontrés sur les premiers barrages construits, affectent les projets des derniers barrages de la chaîne.

Néanmoins, lorsqu'un élément peut être standardisé techniquement, une évaluation économique de la standardisation s'impose afin d'étudier la faisabilité et l'opportunité de cette solution. Par exemple, la standardisation de certaines pièces précises, pour être efficace, doit être mise en œuvre dans le cadre de construction simultanée de barrages. Or souvent les barrages sont construits les uns à la suite des autres, il peut s'écouler alors plusieurs années entre la construction de deux barrages. Les pièces peuvent donc, soit être dépassées lors de leur mise en place, soit différer d'un barrage à l'autre. Ceci est contrebalancé par la diminution des coûts globaux de construction des ouvrages (études, travaux, maintenance, exploitation) que peut engendrer la standardisation. Les études étant effectuées pour un groupe de barrages, le dimensionnement des barrages se faisant plus facilement, des économies de temps et donc d'argent sont réalisées. De plus, la gestion d'une équipe de maintenance, la réalisation d'opération de maintenance sur une chaîne de barrages et non sur plusieurs barrages pris séparément entraînent là encore des économies.

La standardisation permet également d'homogénéiser les systèmes d'exploitation et de maintenance et d'harmoniser les compétences requises des agents. Ceci amène des facilités en terme de formation mais également du point de vue de la qualité du travail rendu. La standardisation permet de tirer profit de la répétition et du retour d'expérience.

Enfin, les barrages peuvent être conçus et construits de différentes façons :

- un par un (avec un marché spécifique à chaque barrage, ce qui peut faire étaler leur conception et leur réalisation sur plusieurs années, avec des maîtres d'œuvre et des entreprises de travaux différents) ;
- par groupe (avec un marché, une maîtrise d'œuvre commune et éventuellement une entreprise de travaux commune, ce qui permet, même s'ils ne sont pas réalisés la même année d'avoir peu de décalage dans le temps, de profiter vraiment de l'expérience de l'entreprise et d'avoir des pièces réellement identiques, l'entreprise de travaux s'adressant alors à un même fournisseur).

2.13.2 Eléments standardisables

Largeur de passes

La largeur des passes constitue un des éléments privilégiés de la standardisation d'un barrage, puisqu'elle a de grands intérêts du point de vue conception, exploitation et maintenance : la standardisation des largeurs de passes permet principalement la standardisation des systèmes de bouchure et des batardeaux de maintenance. En effet, des largeurs de passes différentes imposent un dimensionnement des systèmes de bouchure et des batardeaux de maintenance spécifique pour chaque passe, ce qui n'est pas envisageable pour des raisons de coût, d'exploitation et de maintenance.

Enfin en cas d'impossibilité de standardisation de la largeur de passes, on peut envisager une solution mixte composée d'une ou plusieurs passes de longueur standardisée et d'une passe de largeur adaptable sur le reste de la largeur de la rivière, ce qui constitue une standardisation partielle.

Hauteur de retenue

Comme la largeur de passes, il est avantageux que les hauteurs de retenue soient standardisées, tout au moins au sein d'un même barrage. Sur plusieurs barrages, cela permet d'uniformiser les biefs et de faciliter la conception des systèmes de bouchure et des batardeaux.

Piles et culées

Leur standardisation concerne les dimensions et les matériaux utilisés. Elle permet d'utiliser le même coffrage lors de leur réalisation, et permet une meilleure installation pour certains batardeaux s'appuyant sur les piles.

Systèmes de bouchure

Les conditions hydrauliques n'étant pas exactement les mêmes pour toute la chaîne de barrages, un certain surdimensionnement peut permettre la standardisation et ainsi éviter d'avoir des systèmes de bouchure identiques mais de configuration différente (épaisseur différente, matériau différent...). Néanmoins une étude économique s'impose pour étudier si les coûts de surdimensionnement sont plus faibles que les coûts globaux de chaque configuration de bouchures.

Fondation

La standardisation totale du radier et du bassin de dissipation pour une chaîne de barrages est souvent impossible. En effet, les caractéristiques géotechniques et les conditions hydrologiques de la rivière variant d'un barrage à l'autre, les dimensions peuvent être difficiles à standardiser. Mais à défaut de standardiser la géométrie des bassins de dissipation sur une chaîne de barrages, il convient d'utiliser la même philosophie (Que protège-t-on ? Avec quels moyens ?) et les mêmes méthodes de dimensionnement.

En revanche, la standardisation de la longueur du radier est possible en cas de standardisation du système de bouchure.

Le but de la standardisation de la fondation est de permettre une facilité de construction acquise par l'expérience, et de favoriser la préfabrication.

Organes de manœuvre

La standardisation des organes de manœuvre est assez difficile de par la durée de construction d'une chaîne de barrages. Même s'il est théoriquement possible d'utiliser le même organe de manœuvre pour l'ensemble des ouvrages d'une chaîne de barrages, les aléas d'un programme global rendent cette éventualité difficile à mettre en pratique (évolutions technologiques, changement de fournisseur). Il sera donc possible, par exemple, d'équiper tous les ouvrages d'une chaîne de vérins hydrauliques. Néanmoins il sera peu probable qu'ils soient en tous points identiques ou, s'ils le sont, certains seront dépassés dès leur mise en service.

Équipements du barrage

La standardisation des passerelles, des passes à poissons et passes à canoës permet une facilité de construction. Mais pour les passes à poissons, il faut vérifier que les espèces-cible soient les mêmes sur les différents barrages car les passes à poissons diffèrent selon les espèces auxquelles elles sont destinées.

Contrôle/Commande

Comme pour les organes de manœuvre, la durée de construction des barrages fait qu'une standardisation totale de l'instrumentation s'avère difficile. La standardisation peut concerner le type d'instrumentation mais le problème est que deux instruments de marque différente peuvent avoir un fonctionnement en tout point commun mais des pièces de rechange incompatibles.

Néanmoins, ceci est à relativiser car il existe aujourd'hui une assez grande interchangeabilité au niveau des composants. De plus, on remplace désormais d'avantage un module fonctionnel complet plutôt qu'un composant du module.

Enfin, la standardisation permet d'envisager l'installation d'un poste de commande centralisé pour une chaîne de barrages donnée.

Éléments de sécurité

La standardisation des éléments de sécurité permet d'optimiser leur mise en place, de réaliser une information et une prévention plus efficace (signalisation), d'assurer une meilleure sécurité (équipements individuels et collectifs) et d'obtenir une meilleure réactivité des agents en cas de problème (équipements de secours).

2.13.3 Gains en terme de réalisation, d'exploitation et de maintenance

Ces différentes standardisations entraînent des gains à différents niveaux. En effet, cela permet de standardiser le mode de réalisation, les opérations d'exploitation et de maintenance, et les éléments de maintenance (systèmes de batardage, pièces de rechange). La réalisation, l'exploitation et la maintenance des barrages en sont donc facilitées.

Mode de réalisation

Une fois la solution retenue, il convient d'analyser le processus de réalisation. En effet, concevoir des ouvrages de la même manière est un gros avantage en terme de coût et de délai de construction. La standardisation de la réalisation permet à l'entrepreneur (dans le cas où l'entrepreneur ne diffère pas d'un barrage à l'autre) d'acquérir de l'expérience au fil des ouvrages, son personnel est donc plus réactif et ne répète pas les erreurs commises. Le maître d'œuvre gagne de l'expérience en terme de conception générale et technique (méthodes de calculs, vérification...). Mais le maître d'ouvrage acquiert également de l'expérience via les bilans des ouvrages qui vont lui permettre de se remettre en question et d'évaluer la solution retenue. Il y a donc moins de perte de temps et d'argent pour le maître d'ouvrage par rapport à une réalisation non standardisée des barrages.

De plus, les barrages étant identiques, il peut être intéressant de se pencher sur la préfabrication. La préfabrication est un mode de fabrication des éléments de génie civil (radier, pile...) ou de toute la structure s'effectuant en atelier ou dans un chantier à proximité ou non du site. La préfabrication consiste en la réalisation d'une structure servant de coffrage, au remplissage de cette structure par un matériau déterminé, au découpage ou non de cette structure puis à son transport et à sa mise en place.

Les avantages de ce mode de réalisation sont :

- la possibilité de réduction des délais de construction ;
- la réalisation de tâches en simultané ;
- la diminution des coûts fixes liés aux travaux et des coûts du système de batardage ;
- une meilleure qualité des éléments car réalisation en usine ;
- le lien avec la standardisation.

Les inconvénients sont :

- le transport d'éléments de dimensions importantes ;
- le renforcement des structures pour assurer une rigidité suffisante durant le transport ;
- la nécessité d'une bonne étanchéité entre les éléments et avec les fondations, cette dernière étant plus difficile à assurer ;
- les difficultés d'assemblage des pièces lors de la mise en place en eau.

Il est donc clair que la préfabrication et la standardisation sont fortement liées. La standardisation fait émerger l'idée de préfabrication. De plus ce procédé de construction n'est rentable qu'en cas de standardisation de la chaîne de barrages.

Exploitation

Les conditions d'exploitation et de gestion d'un barrage découlent directement de sa conception et des choix effectués en matière de gestion hydraulique de la rivière. La standardisation de l'exploitation du barrage en est de même.

Facilité des opérations d'exploitation :

Tout d'abord, le fait d'avoir des passes de même largeur facilite l'exploitation car les passes se régissent toutes de la même manière et ont la même capacité d'évacuation.

Ensuite, le fait d'avoir toujours le même type de bouchure ainsi que le même système de manœuvre permet une meilleure connaissance des ouvrages et de leur manœuvrabilité.

La standardisation du poste de commande, quant à elle, va faciliter le travail des agents d'exploitation, qui ne travailleront plus que sur un seul type de pupitre de commande et ne devront donc pas s'adapter au système propre à chaque barrage.

Savoir-faire grandissant :

Le personnel ne doit alors être qualifié que pour une seule technologie. Ainsi, il acquerra une grande expérience sur ce type d'ouvrages. Leurs examens des situations quotidiennes ou à risques, et leurs réactions en cas de problèmes seront plus pertinents. De plus, la standardisation de ces éléments permet une meilleure efficacité de l'automatisation puisqu'on peut les contrôler plus facilement à distance.

Gestion du personnel améliorée :

Enfin, la standardisation peut conduire à une meilleure gestion du personnel, ce qui peut être très important dans un contexte de réduction d'effectif. Il est possible dans cette optique de créer des équipes de travail spécialisées pour une chaîne de barrages : une équipe pour l'exploitation, une pour la maintenance, ...

Maintenance

La standardisation peut évidemment être bénéfique à la maintenabilité des ouvrages.

La gestion de la maintenance (maintenance corrective et maintenance préventive) peut être standardisée quel que soit le niveau de standardisation des barrages choisi ou effectif.

La standardisation apporte des avantages principalement grâce à l'uniformisation du système de batardage et aux pièces de rechange.

Standardisation du système de batardage

Le fait de standardiser les ouvrages (largeur de passes, hauteur de retenue, système de bouchure...) est évidemment un avantage pour le batardage. Les batardeaux sont des structures coûteuses et de stockage difficile, particulièrement pour de grandes passes. L'utilisation d'un même système de batardage permet l'investissement dans une structure plus importante et plus efficace, puisque le coût est réparti sur l'ensemble des barrages et non plus sur un seul ouvrage. De plus, il sera plus souvent utilisé et donc mieux entretenu. Il est donc indispensable de privilégier la standardisation de la largeur de passes puisque la standardisation du nombre de passes imposerait des largeurs de passes différentes et rendrait la maintenance plus difficile et plus coûteuse.

Gestion des pièces rechange améliorée

La standardisation permet également une meilleure gestion des pièces de rechange utilisables sur les différents ouvrages d'une chaîne de barrages. Ceci implique donc une rapidité d'action et de réparation des ouvrages. Néanmoins, une analyse économique serait nécessaire pour déterminer quelles pièces de rechange il serait utile d'avoir à disposition pour pouvoir effectuer les réparations directement. Dans cette étude, il faudrait également tenir compte des délais d'approvisionnement des pièces.

La standardisation permet, par exemple, d'avoir un vérin de rechange pour une chaîne de barrages. Dans le cas d'éléments modulaires pour le système de batardage, la standardisation permet d'avoir en stock des éléments de rechange de petites dimensions (aiguilles, poutrelles, poteaux intermédiaires...) pour le batardage d'un groupe de barrages et non pour un barrage, voire pour une seule passe. Pour l'instrumentation, cela permet de posséder une série de pièces de rechange sans engendrer un coût trop important.

Enfin, une gestion informatisée du stock des pièces de rechange peut également avoir de nombreux avantages : être consultable de différents endroits et permettre, en fonction du programme de maintenance, le renouvellement des stocks.

Savoir-faire grandissant

Comme pour l'exploitation, la standardisation des ouvrages a un effet sur l'expérience du personnel de maintenance. La formation des agents est plus spécifique, ils possèdent des compétences focalisées sur un type d'ouvrage précis et les maîtriseront donc mieux.

De plus, cela implique une meilleure réaction en cas de problème. En effet, dans le cas d'une maintenance corrective, les opérations s'effectuent dans l'urgence. La standardisation permet donc un meilleur temps de réaction puisque l'ouvrage ainsi que le système de batardage sont connus.

Maintenance préventive

La standardisation permet également les anticipations. Par exemple, la ruine d'une pièce peut entraîner le remplacement de cette pièce sur les autres ouvrages. La maintenance corrective fait alors place à la maintenance préventive. Cela permet d'avoir le temps de se préparer à effectuer l'opération de maintenance, et cela constitue donc un gage de qualité et de sécurité.

Standardisation des opérations de maintenance

La standardisation des ouvrages a un impact sur la maintenance mais la standardisation concerne également les opérations de maintenance. Le fait que les analyses des défaillances soient identiques pour les barrages d'une même chaîne favorise la standardisation des gammes opératoires (descriptions du déroulement d'une opération) et du plan de maintenance (liste des opérations de maintenance à réaliser, fréquence...).

Gestion des données et du personnel améliorée

La standardisation permet également une meilleure gestion des données, puisque cela permet, en cas de gestion centralisée, de connaître la situation des autres barrages et de pouvoir agir en conséquence. De plus, la standardisation facilite l'interprétation des résultats.

Enfin, il sera possible, comme pour l'exploitation, de former une équipe de maintenance et une équipe de gestion des données pour un groupe de barrages.

La standardisation de la maintenance augmente donc son efficacité et par la même occasion la durée de vie des ouvrages.

2.14 Maintenance

2.14.1 Maintenance et maintenabilité

On définit la maintenabilité comme l'aptitude à maintenir un système ou à le remettre en état de fonctionnement au niveau requis, en un temps défini et en toute sécurité, pour réaliser la fonction qui lui est attribuée.

La facilité à maintenir un équipement peut être définie par son niveau de maintenabilité que l'on peut décrire par les propriétés suivantes :

- La facilité à prévenir les dysfonctionnements

Chapitre 2 - Les barrages mobiles

- La facilité de détection des dysfonctionnements et d'identification de leurs causes.
- La facilité à remédier aux problèmes de dysfonctionnement rapidement et économiquement,
- La facilité à procéder aux grosses opérations d'entretien rapidement et économiquement,

Les hautes caractéristiques de performances, de fiabilité et de maintenabilité requises pour les équipements hydromécaniques reposent essentiellement sur la qualité et l'adéquation de leur conception.

Des investigations nombreuses et approfondies menées depuis la fin des années 80 en France (programme LUBAQUA notamment) ont mis en évidence que les pathologies des ouvrages mobiles, leurs pertes de performances et de disponibilité ainsi que les coûts associés en maintenance curatives, souvent élevés, et en perte d'exploitation, trouvaient essentiellement leurs origines dans des insuffisances de conception. C'est pourquoi il convient de réfléchir dès le stade de la conception à tout ce qui touche à la maintenance (conception correcte des étanchéités, conservation des références géométriques, choix des matériaux, pièces de rechange facilement réalisables, ...).

Par définition, la maintenance est la remise en état, périodique ou ponctuelle du système.

Une maintenance efficace nécessite les éléments suivants :

- réaliser régulièrement des *investigations* sur le barrage mobile (ou l'écluse) et repérer toutes les opérations techniques nécessaires à faire
- *gérer les matériels et les pièces de rechange* (les stocker dans un endroit proche du barrage, en avoir en réserve,...)
- *archiver les observations et les interventions* (afin de ne plus reproduire les erreurs du passé et expliquer les méthodes utilisées pour les générations futures)
- établir un *bilan technique et financier* des interventions.

La maintenance doit faciliter l'exécution des tâches et assurer la sécurité des personnes dans la réalisation des opérations de :

- surveillance (visites, inspections, contrôles)
- d'entretien (graissage, nettoyage, peinture)
- d'examen et diagnostic (localisation et détection des défaillances)
- de remise en état de fonctionnement (réparation et rénovation)

Les opérations de surveillance portent sur les paramètres suivants :

- environnement : l'hydrologie, la dynamique des cours d'eau, la qualité des eaux, la faune et flore, les corps flottants, les sédiments,...
- les éléments du génie civil (déplacements, tassements, fissures,...)
- les vannes (articulations, ouvrages de manœuvre,...)

Un des soucis de la maintenance est lié à l'hydromécanique. La complexité du domaine de l'hydromécanique réside dans la multiplicité des connaissances techniques et retours d'expériences auxquels les concepteurs doivent faire appel et maîtriser, citons notamment :

- La maîtrise du milieu aquatique (glace, abrasion, corrosion)
- La maîtrise de la conception des structures fortement sollicitées : poussées hydrostatiques généralement élevées, variables et cycliques, (fatigue)
- La maîtrise de la mobilité des ouvrages, notamment résistance à l'usure des appuis et maîtrise de la tribocorrosion (galets / rails).
- Le haut niveau de sécurité exigé pour les usagers, l'exploitant et les riverains.
- Les exigences élevées de la fiabilité des étanchéités.
- La maîtrise de la conception au plan hydrodynamique (écoulement sous charge pour les vannes d'écluses et de barrage).
- La disponibilité très élevée requise des équipements, rendant souvent problématique la programmation de leur maintenance.
- Etc.

Qui recouvre des métiers à part entière allant du concepteur hydromécanicien au spécialiste de la maintenance en passant par le constructeur et le « monteur régleur ».

Les méthodes comprennent l'ensemble des dispositions qui permettent de réaliser les opérations précédentes. On demande de réaliser :

- une analyse des modes de défaillances, leurs effets et leur criticité
- une liste des organes critiques du barrage
- un programme de maintenance basé sur la criticité des parties d'ouvrages ou des équipements
- liste avec les aménagements nécessaires pour faciliter les accès, les mesures, la visibilité et la manutention.

2.14.2 Analyse des modes de défaillance et de leur criticité

La criticité des modes de défaillance est le produit de 3 critères :

- la fréquence d'occurrence F d'apparition de la défaillance
- les moyens de détection de la défaillance M
- la gravité de la défaillance G
- la criticité s'obtient par le produit : $C = F * M * G$
- selon la criticité obtenue, on classera les organes ou parties d'ouvrage qui nécessitent des interventions de surveillance ou d'entretien périodique

2.14.3 Opérations de maintenance

Les tâches de maintenance se répartissent en 3 groupes :

- surveillance : visiter ou inspecter l'ouvrage et mettre en œuvre des opérations de maintenance préventive ou corrective (peut inclure des tests de fonctionnement avec comparaison à des références)
- diagnostic : déterminer l'ampleur d'une défaillance et identifier les causes (contrôle et mesures de certaines grandeurs physiques). Il nécessite la mise en œuvre d'outils et d'appareils de mesure dont il faut prévoir la manutention et l'alimentation énergétique.
- travaux de réparation et de rénovation : réaliser des travaux provisoires sur certaines parties de l'ouvrage en vue de les remettre en état de fonctionnement. Ils peuvent nécessiter des outillages lourds, des aires de préparation et d'assemblage. Les organes peuvent être réparés sur site ou déplacés en atelier.

Sauf anomalie, une inspection détaillée est à prévoir 3 ans après la mise en service, puis tous les cinq ans, avec une mise à sec tous les 10 ans.

La surveillance nécessite l'accès et la visibilité des organes, équipements ou parties d'ouvrages pouvant être le siège de défaillances. La réalisation requiert l'aménagement de moyens pour disposer :

- d'accessibilité (échelles, trou d'homme, trappes pour visites et inspections)
- de points de mesures pour relever sans risque les indications d'usure
- desserte pour la manutention (les chemins de service doit être dimensionnés)
- d'approvisionnement en énergie : les alimentations en énergie doivent être accessibles ou faciles à déplacer pour pouvoir intervenir sur toutes les parties de l'ouvrage.

L'instrumentation de l'ouvrage facilite la surveillance et le suivi du vieillissement des parties sensibles. Elle doit être conçue et réalisée pour faciliter le suivi des déformations, des usures et des déplacements, la surveillance de l'état de fonctionnement de l'ouvrage, le contrôle et la surveillance des parties de génie civil. Un accès aisé aux instruments est indispensable.

La standardisation des barrages mobiles est importante car elle permet de diminuer les coûts de maintenance et permet de faciliter le travail des techniciens car :

- le matériel employé pour la maintenance est le même (tant en qualité qu'en quantité !) : réduction du nombre de pièces de rechange à stocker
- les procédures de maintenance sont facilitées
- les techniciens manipulent des appareils identiques : il y a donc moins de risques d'erreurs humaines

2.14.4 Systèmes de maintenance

Pour assurer la maintenance, il faut effectuer une fermeture temporaire de l'ouvrage hydraulique, pour rendre la structure accessible. On utilise à cet effet des batardeaux de maintenance. Ce sont des cloisons verticales utilisées pour isoler un espace d'un autre et capables de résister à la charge différentielle sans déformation. On distingue :

- les batardeaux à poutrelles : constitués de planches ou de poutres qui glissent dans des rainures ; leur taille dépend de la passe et des facilités de levage
- les aiguilles : poutres placées verticalement, supportées sur la partie supérieure par une poutre-guide ou une passerelle et supportées dans le sol dans une rainure. Les barrages à aiguilles ne sont pas parfaitement étanches
- les batardeaux flottants en forme de caisson et amenés par flottaison jusqu'à l'endroit voulu ; ils sont ensuite ballastés pour fermer l'ouverture
- « pallet barrier » : cloison étanche auto-portante munie d'une membrane imperméable

De nombreux autres systèmes existent. L'étudiant peut en trouver le recensement dans la référence [9]

2.15 Références

- [1] *Les barrages mobiles de navigation, Guide du chef de projet*, Voies Navigables de France sous la direction du Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales, Le Moniteur, 1998.
- [2] *Conception des barrages mobiles et des barrières anti-tempêtes*, WG26 AIPCN, Rapport 101, Bruxelles, 2008.
- [3] *Cours de barrages mobiles*, Dehousse, ULG, 1982.
- [4] *Etude conceptuelle de techniques de préfabrication de barrages mobiles de navigation en France*, Collaboration entre VNF-CETMEF et ANAST (ULg), 2006.
- [5] *Ouvrages de navigation et écoulements souterrains*, CETMEF, 2002.
- [6] *Etude relative à l'innovation technologique dans le programme barrages mobiles*, S. Lizin, Ph. Rigo, C. Beaujean, ANAST ULg, VNF, Cetmef, 2004.
- [7] *Au sujet du débit de la Meuse liégeoise au droit des barrages mobiles de Monsin, Ivoz-Ramet et Neuville*, Dehousse et Verbrugge, revue universelle des mines, 1967.
- [8] *Standardisation des barrages de navigation*, VNF, 2007.
- [9] *Catalogue des batardeaux*, CETMEF, France, 2007.
- [10] *Gestion de la connaissance*, collaboration ANAST VNF, 2006.
- [11] *Fiches de prédimensionnement*, collaboration ANAST VNF, 2005.
- [12] *Etude des conditions technico-économiques nécessaire au développement des barrages gonflables en France*, Coyne et Bellier, Novembre 1997
- [13] *Recherches et développement sur les barrages gonflables*, Federal Waterways and Engineering and Research Institute, Karlsruhe Hamburg Illmenau, 2003
- [14] <http://www.obermeyerhydro.com/>
- [15] <http://www.sumigate.com>
- [16] <http://voies-hydrauliques.wallonie.be/>
- [17] <http://www.cgs.cz>
- [18] *Génie civil des ouvrages ponctuels*, Formation ENPC, ISL, Fayel, 2008.
- [19] *Design of movable weirs and storm surge barriers*, WG26 PIANC, Report 101, Brussels, 2006.

3 Les barrières anti-tempêtes et de protection

3.1 Rôle

Dans les années 1970, on s'est aperçu de la nécessité de protéger les estuaires et les zones portuaires contre les marées, les tempêtes et les crues. Cela a conduit à l'apparition d'un nouveau type de barrages mobiles, appelés barrières anti-tempêtes, ou barrières marées-tempêtes. Ces barrières ne servent pas à contrôler les débits et les écoulements à des fins d'irrigation, de navigation ou dans des buts industriels mais sont conçues pour empêcher des inondations majeures causées par une montée exceptionnelle du niveau d'eau de la mer/rivière (marées, crues, typhons, etc.).

En raison de la taille hors du commun de ces barrières, les techniques traditionnelles de conception des barrages mobiles ne pouvaient être utilisées et les maîtres d'ouvrage ont dû recourir à des «concours d'idées» pour développer des concepts innovants. Les exemples les plus connus sont la barrière anti-tempête sur la Tamise, la barrière du Nieuwe Waterweg à Rotterdam et, dans un avenir proche, les barrières à Venise et à La Nouvelle Orléans. De telles conceptions exigent des équipes pluridisciplinaires en vue d'effectuer des analyses multicritères, des études de risques ainsi que des évaluations technico-économiques.

Regardons de plus près la problématique des barrières marées-tempêtes en mer du Nord. Les niveaux de marée en mer du Nord sont influencés par plusieurs conditions.

Les premières sont d'ordre climatique. Il s'agit de l'influence des vents et de la pression atmosphérique. En effet, lorsqu'une dépression formée dans l'Atlantique passe sur le Nord de l'Ecosse et arrive en mer du Nord, la baisse de pression tend à élever localement le niveau de la mer. C'est le premier effet climatique, mais en lui-même, il ne représente que quelques centimètres.

Si la dépression continue à progresser vers l'est, en direction de la Scandinavie, les vents du Nord commencent à étouffer sur ce petit « tertre » d'eau et créent une onde d'élévation en direction du Sud, à travers la mer du Nord. C'est le second effet climatique, qui produit une accumulation d'eau le long de la côte Est de la Grande Bretagne et le long des côtes néerlandaises.

La troisième condition provient de la géométrie de la mer du Nord. En effet, en arrivant dans cet « entonnoir » d'eau peu profonde, l'onde d'élévation grandit fortement par simple conservation. Des élévations de 3 mètres ont été enregistrées dans le Sud de la mer du Nord.

Si l'onde pénètre alors dans l'estuaire de fleuves tels que l'Escaut oriental, le Humber à Hull, la Tamise, ou l'Escaut occidental, elle subit encore une amplification considérable, du fait de la faible profondeur des eaux.

Si tous ces facteurs se produisent en conjonction avec une marée de vives eaux comme on en rencontre au printemps, cela peut conduire à une catastrophe. C'est ce qui se produisit au cours des siècles. Les pertes en vie humaine se chiffrent par milliers, pour la Grande-Bretagne, les Pays-Bas et la Belgique et les dégâts furent considérables.

De surcroît, un facteur géologique de grande ampleur provoque une détérioration continuelle de la situation. En contrecoup du plissement et de l'élévation des Alpes, tous les Pays-Bas sont affectés d'un gigantesque mouvement de subsidence. Si la tendance actuelle continue, on a calculé que, par exemple à Hull, l'élévation de la marée maximum par rapport au niveau des

terres serait de 76 cm durant la seconde moitié du 21^e siècle. La fréquence des marées-tempêtes devrait donc continuellement augmenter, en même temps que le niveau maximum atteint.

Enfin, la conception de ces barrières doit prendre en compte les changements climatiques mondiaux.

Ceci comprend les changements au niveau des débits, du niveau des mers, de la température de l'air et de l'eau, du vent, etc.

En soi, une barrière anti-tempêtes est un ensemble de vannes contrôlant le niveau d'eau et le débit dans les estuaires pour faire face aux marées et crues exceptionnelles (vannes levantes, pivotantes, clapets, roulantes, flottantes, glissantes, etc.).

Comme expliqué plus haut, ces structures sont dédiées à la protection contre les inondations plutôt qu'au contrôle du niveau d'eau. Cela signifie qu'elles sont soit complètement ouvertes, soit complètement fermées alors que les barrages de contrôle peuvent adopter n'importe quelle position intermédiaire entre la position ouverte et la position fermée.

Pour la défense contre les inondations, des vannes pivotantes (swing gate) ont été conçues afin de fermer une rivière contre les intrusions de la marée. Ce type de vannes peut uniquement être mis en place pour de faibles écoulements et/ou pour une charge différentielle minimale. Ces types d'ouvrages sont en contraste direct avec les ouvrages de protection contre les inondations aux Pays-Bas (Plan Delta) et en Belgique (Blanc Pain) qui fonctionnent entièrement automatiquement et sont simplement contrôlés d'un poste éloigné.

3.2 Exemple du système de protection contre les inondations le long de l'Escaut en Flandre

En 1978, un système de protection contre les inondations sur l'Escaut a été conçu en Flandre, en partant du principe qu'une protection générale contre les inondations survenant 1 fois sur 10.000 ans doit être garantie.

Cette solution comprend la construction d'une barrière anti-tempêtes sur l'Escaut. Cependant, cette barrière n'a pas été construite parce que, à l'époque (1982), l'analyse coût-bénéfice avait démontré que le projet n'était pas économiquement viable.

Averti des dangers d'une élévation possible du niveau de la mer, le gouvernement flamand a lancé une nouvelle étude du projet en 2001 pour un système de protection contre les inondations en imposant une approche de risque pour déterminer le degré de protection nécessaire contre les inondations (AWZ 2004¹).

Dans cette étude, de très nombreuses méthodes de protection contre les inondations ont été considérées : barrière anti-tempête, intensification de digues, zones de stockage des inondations et des combinaisons de celles-ci.

Dans une première approche, plusieurs systèmes ont été conçus en utilisant différents niveaux de probabilité de débordement comme critère de conception. Pour les solutions de barrières anti-tempêtes, une conception pour une période de retour de 1/10.000 a été considérée avec une probabilité de non fonctionnement de la fermeture de 1/100.

¹ <http://www.lin.vlaanderen.be/awz/>

Des cartes d'inondations ont été calculées pour 11 périodes de retour différentes en considérant le débordement des digues et, de plus, la rupture par formation de brèches dans les digues submergées ainsi que dans celles où la revanche n'était pas respectée.

Les dommages ont été calculés en utilisant ces cartes d'inondation et en traduisant les profondeurs d'inondation, combinées avec l'utilisation du sol dans des évaluations de dégâts, en utilisant des fonctions de dommages (établissant pour chaque type de dégâts, le dommage en fonction de la profondeur d'inondation). L'intégration d'un dommage en fonction de la probabilité d'occurrence a comme conséquence un risque annuel moyen durant la durée de vie de l'ouvrage. Chaque système de protection contre les inondations a comme conséquence une réduction du risque annuel moyen, en comparaison au scénario où rien n'est entrepris. Cette réduction du risque peut être considérée comme le bénéfice du projet et est utilisée pour effectuer l'analyse coût/bénéfice et pour comparer et optimiser les divers systèmes possibles de protection contre les inondations. Par conséquent, les réductions annuelles moyennes du risque prévues (bénéfices) sont actualisées au coût actuel (franc constant) pour obtenir (après prise en compte des coûts actualisés des investissements et des entretiens) des indices économiques telles que la valeur actuelle nette et la période de remboursement qui sont utilisées pour comparer les solutions alternatives.

Les résultats de l'étude ont démontré :

- Qu'une protection sur 10.000 n'est pas justifiable économiquement ;
- Que pour la partie belge de l'Escaut, les systèmes de protection contre les inondations utilisant l'intensification et le renforcement des digues et des zones de stockage d'inondation sont plus économiques que de construire une barrière anti-tempête.

A l'étape suivante, une analyse de risques a été effectuée pour définir, dans chaque zone du bassin de l'Escaut, le système local optimal de défense contre les inondations : différentes combinaisons d'intensification des digues et de zones de stockage de crue ont été comparées sur une base économique, et chaque fois, la solution optimale a été choisie.

Au final, le système global de défense contre les inondations présentait un bénéfice net plus élevé (c'est-à-dire un risque résiduel plus faible) et une période de remboursement plus courte que pour un système établi en utilisant le critère de conception uniforme traditionnel de «probabilité de débordement». Les probabilités globales de débordement obtenues étaient comprises entre 1/4000 et 1/1000.

3.3 Application de l'analyse du risque : l'arbre de ruine d'une barrière anti-tempête

La méthodologie ci-dessous est proposée par le TAW (1997) comme approche pour l'analyse du risque d'une barrière anti-tempête.

La sécurité contre l'inondation est le point central de l'analyse de fiabilité de barrières anti-tempêtes. Par conséquent, la rupture peut être définie comme «ne plus remplir la fonction de protection contre le niveau élevé des eaux».

La rupture peut être atteinte de différentes manières, appelées "mécanismes de rupture".

Pour une barrière anti-tempête, les mécanismes de rupture principaux sont

- Débordement ou surverse dû aux vagues (overtopping) ;

- Perte de stabilité ou perte de résistance ;
- Défaillance lors de l'opération de fermeture des portes

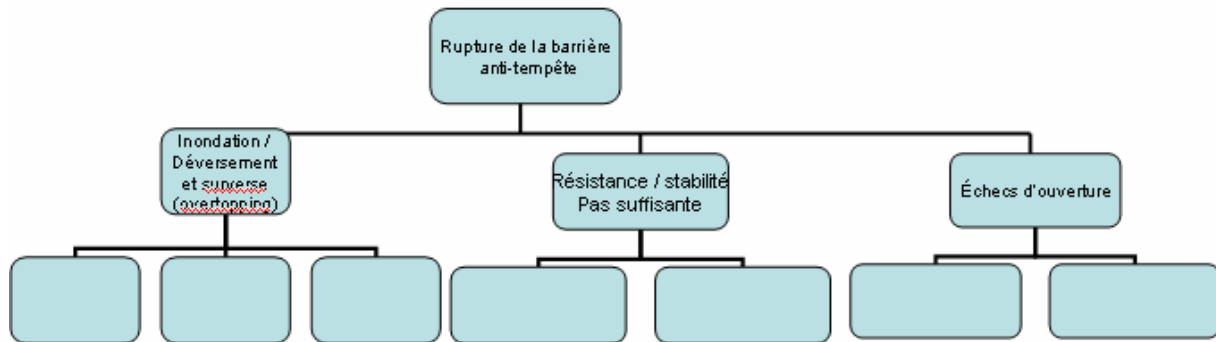


Figure 3.1 Arbre des mécanismes de rupture d'une barrière anti-tempête

Les manières selon lesquelles la rupture peut être atteinte sont mises en évidence de façon systématique grâce à l'arbre de défauts et des événements (figure 3.1).

L'événement supérieur de l'arbre est la rupture/non fonctionnement de la barrière. Dans les branches de l'arbre, on y liste les d'événements (du bas vers le haut) qui peuvent provoquer l'événement supérieur. De cette façon, des systèmes parfois très complexes deviennent plus abordables.

Les relations entre les éléments de l'arbre des défauts sont telles que ces «défauts/non fonctionnements» peuvent provoquer l'événement situé «le plus haut». L'événement supérieur doit être un événement bien défini et ne peut être qu'un état de rupture/ruine/non-fonctionnement de la barrière. En réalisant l'arbre des défauts, il est important de considérer systématiquement toutes les parties de la structure et de tenir compte de l'ordre d'apparition des événements et de la chronologie. Par conséquent, il est recommandé de construire en premier l'arbre pour ensuite analyser la chaîne des événements.

Une analyse d'arbre des défauts se compose d'une partie qualitative et d'une partie quantitative. La partie qualitative analyse comment l'ouvrage peut atteindre sa ruine (non fonctionnement). Dans la partie quantitative, chaque événement est associé à une probabilité d'occurrence et la probabilité de l'événement supérieur peut ainsi être calculée.

Pour l'analyse quantitative, deux approches sont possibles:

- Approche ascendante (de bas en haut) : la probabilité d'échec de chaque élément est déterminée, ensuite on vérifie si l'événement supérieur satisfait les critères de fiabilité imposés ;

- Approche descendante (de haut en bas) : un taux d'échec acceptable est fixé pour l'événement supérieur. Ensuite, en fonction du niveau de maintenance, le taux d'échec acceptable de chaque composant et mécanisme est fixé. Sur cette base, la conception est finalisée et on vérifie si le taux de rupture permis de l'événement supérieur est satisfait.

Sinon, la conception doit être revue et modifiée.

L'approche descendante est employée la plupart du temps en ingénierie hydraulique.

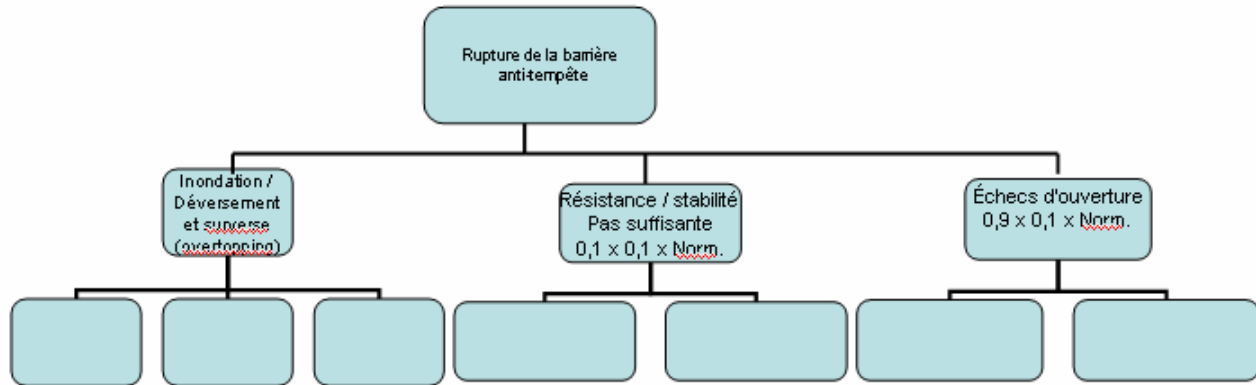


Figure 3.2 Probabilité de ruine (erreur) de l'arbre des défauts et des événements d'une barrière anti-tempête

3.4 Esthétique

De par sa nature, l'esthétique est très subjective. Un système de classification assez général est de considérer les trois grandes catégories suivantes :

- Impact mauvais ou négatif,
- Impact moyen ou acceptable,
- Impact bon ou apportant même une valeur ajoutée.

Il est recommandé d'inclure des architectes paysagistes et structuraux parmi les membres de l'équipe de conception.

Ci-dessous, on trouve deux exemples d'infrastructures/projets qui peuvent entrer dans la catégorie des bons projets ayant une valeur ajoutée au niveau de l'environnement/l'esthétique, sont :

a) La barrière de la Tamise, Londres

Les points clés de l'intégration de la barrière de la Tamise (figure 3.8) sont :

- L'absence de superstructure et de mécanisme est favorable à la réduction des restrictions sur la navigation, ce qui signifie également que la structure est basse et discrète ;
- La forme des couvertures des piles et mécanismes fait penser à des structures maritimes, par exemple à des bateaux retournés, ce qui favorise l'intégration de la structure dans son milieu ;
- Les toitures sont recouvertes d'acier inoxydable qui agit comme un miroir reflétant les couleurs du ciel et de l'eau.

Le volume de cette structure massive est réduit au minimum en imitant «les apparences de la lumière ambiante et du climat ».

b) La barrière anti-tempête de Rotterdam (Maeslant)

Les principaux aspects liés à son intégration (figure 3.10) sont :

- L'absence de mécanisme et superstructure afin de réduire au minimum les restrictions de la navigation, a conduit à une structure devant pivoter autour d'un axe horizontal inférieur, ce qui a permis de réduire au minimum l'impact sur le paysage ;
- Les bâtiments de la structure et de support sont de couleur sable pour se fondre dans l'environnement de l'estuaire environnant ;
- La partie structurelle de la barrière reste apparente, ce qui contribue pour beaucoup, à l'attrait touristique créé par le gigantisme de la structure.

3.5 Divers types de barrières anti-tempêtes

a) Vanne en arc

Une vanne (porte) en arc est une ossature en voûte dont la portée est identique à la largeur de la voie navigable. Elle est articulée aux butées et pivote autour d'un axe horizontal. Elle est abaissée pour fermer le canal.



Figure 3.3 Barrière en arc de la rivière Aji Osaka, Japon, 1970

C'est l'une des 3 portes de garde construites pour la protection contre les inondations et les crues de la ville d'Osaka au Japon. Cet ouvrage a une portée de 57 mètres.

b) Vanne clapet

Les vannes clapets sont articulées à leur base où elles sont fixées à la fondation. Elles pivotent vers l'aval et se couchent dans un décrochement prévu à cet effet dans le radier. Pour obstruer l'écoulement, la vanne est remontée progressivement.

Le but de la barrière de Sauer (figure 3.3) est de protéger les villes et les terres contre les crues du Rhin. Elle est constituée d'une vanne clapet unique de 7,04m de haut et de 60m de long.

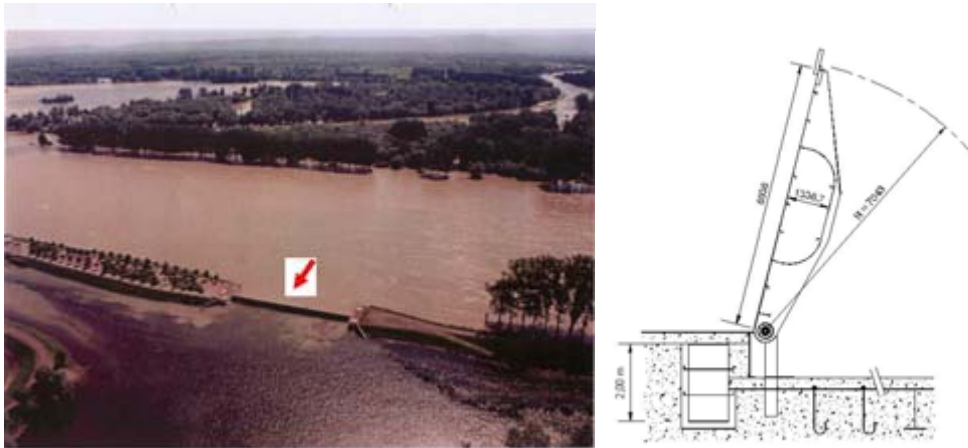


Figure 3.4 Barrière de Sauer– Munchhausen, France, 1993

c) Vanne gonflable

Il s'agit de barrières qui se composent de longues membranes souples, fixées à leur base sur la fondation. Le barrage est manoeuvré en gonflant et dégonflant les réservoirs membranaires avec de l'eau ou de l'air.

La barrière de protection de Ramspol, aux Pays-Bas, est composée de 3 éléments gonflables ayant une largeur totale de 60m. Elle assure une protection vis-à-vis des inondations causées par une surélévation du plan d'eau jusqu'à 2,7m. Les éléments gonflables sont remplis d'eau et d'air de façon à résister à la charge créée par la retenue.



Figure 3.5 Barrière de Ramspol, Kampen, Pays-Bas, 2002

d) Vanne segment

Une vanne segment est constituée d'une ossature métallique en caisson soutenu à chaque extrémité par un bras articulé lui-même fixé à son autre extrémité sur le haut de la pile/culée. Les bras articulés des vannes segments peuvent se situer à l'amont ou à l'aval du corps de la vanne. La vanne est généralement manoeuvrée par des vérins hydrauliques ou des câbles/chaînes fixés sur les bras. Selon la position verticale de la vanne on peut avoir un

écoulement de surface (nappe déversante), un écoulement de fond (éventuellement noyé) ou une situation intermédiaire combinant les 2 types d'écoulement (écoulement mixte).

Barrière anti-tempête de Stör : de chaque côté du complexe d'écluses une passe du barrage mobile est équipée d'une double vanne segment afin d'assurer la navigation et une double protection contre les inondations. Les vannes segments ont une portée de 43m et une hauteur de 13m.



Figure 3.6 Etat fédéral Schleswig-Holstein, Allemagne, 1974

La barrière sur l'Ems est une structure de référence. Elle assure la protection contre les inondations et permet la navigation. Elle a une longueur totale de 476m entre berges et est constituée de 7 passes.

La passe navigable principale est équipée d'une vanne secteur tournante.

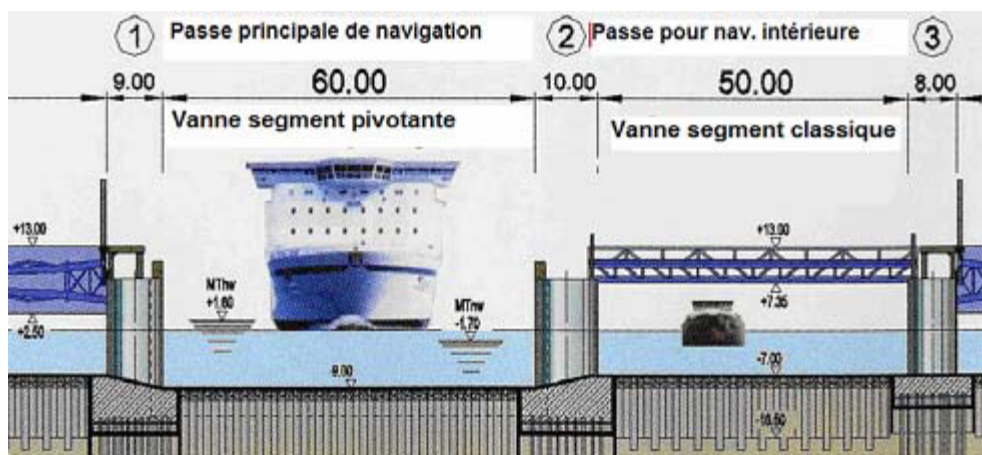


Figure 3.7 Rivière Ems, Allemagne, 2002

e) Barrières roulantes

Ce type de barrière est semblable aux portes d'écluses dites roulantes ou brouettes. Lors de la manoeuvre, elles roulent pour fermer la passe en prévision d'une inondation.

Ces vannes roulantes sont soutenues sur le fond et/ou par le dessus (soutenue uniquement au fond : vannes dites « wagon », soutenue aussi par le dessus : vannes dites « brouette »).

Les portes d'écluses roulantes de Berendrecht, dites brouettes, sont requises pour garantir l'accès au port mais aussi pour protéger les installations portuaires des inondations. Les portes sont flottantes et soutenues d'une part par un chariot submergé et un chariot de surface à l'autre extrémité. Les dimensions des portes sont de 69,69m de long, 22,60m de hauteur et 9m d'épaisseur.



Figure 3.8 Porte de berendrecht, Belgique, 1989

f) Vannes secteur - axe horizontal

Les vannes secteur à axe horizontal sont des ossatures ayant un bordé circulaire amont et une articulation du côté aval. Elles pivotent dans un plan vertical autour d'un axe horizontal situé au niveau du radier. Une fois abaissée, la face supérieure de la vanne coïncide approximativement avec la surface du radier. Les vannes secteurs tournantes sont une variante utilisée pour les barrières anti-tempêtes.

Ces vannes sont composées d'un bordé formant un arc circulaire (secteur) et sont articulées à leurs extrémités sur les piles/culées.

La barrière anti-tempête sur la Tamise protège Londres des inondations créées par la Tamise. La barrière a une longueur totale de 520m. Il y a 4 vannes secteurs de 20m de haut et d'une portée de 61m.



Figure 3.9 Barrière sur la Tamise, Londres, Royaumes Unis, (1982)

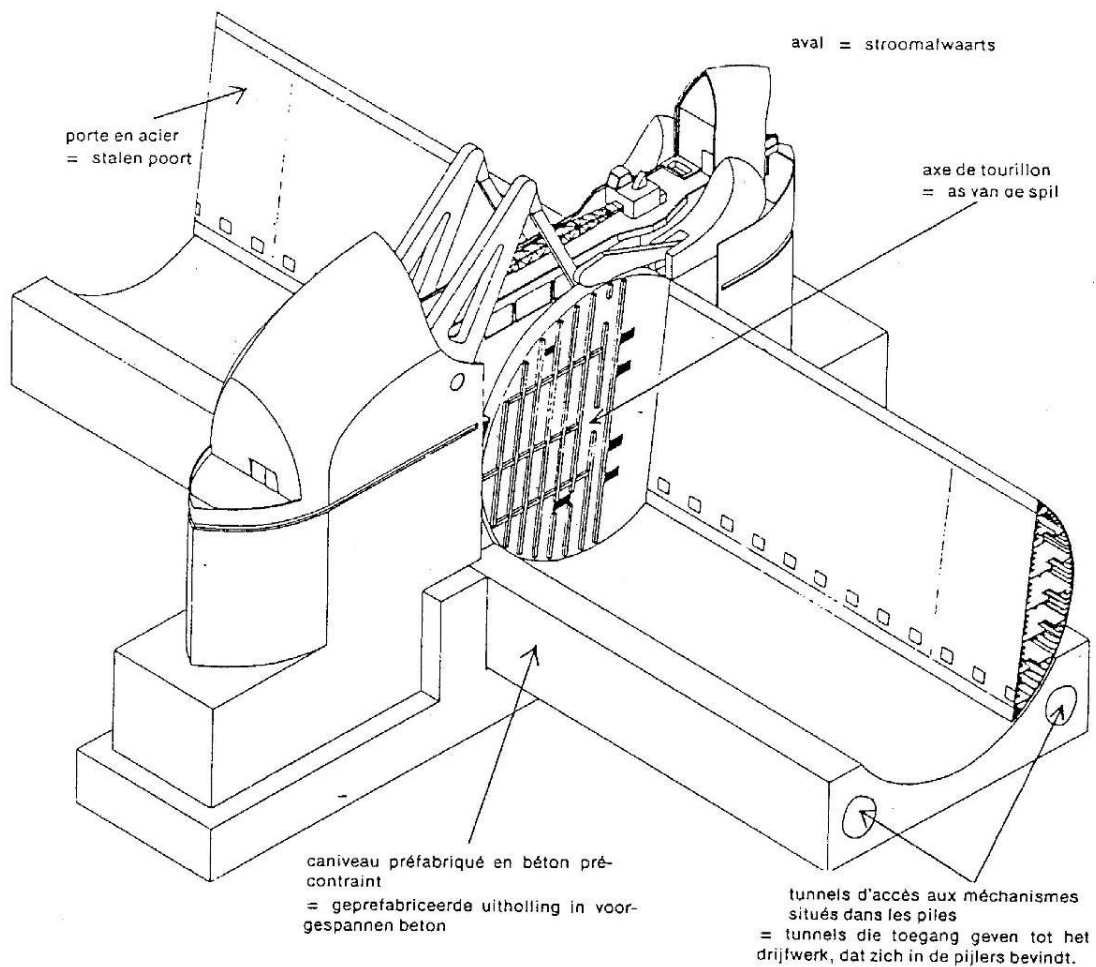


Figure 3.10 Barrière sur la Tamise

g) Vanne secteur - axe vertical

Les vannes secteurs à axe vertical sont des ossatures ayant un bordé circulaire, équipées d'un axe vertical situé au centre du bordé circulaire. Le bordé est uniquement situé sur la face amont de l'arc. Puisque la poussée hydraulique est dirigée radialement, c'est-à-dire vers l'axe vertical, la charge non équilibrée est fortement réduite. Ces vannes peuvent donc être ouvertes et fermées

La barrière de protection contre les marées et les tempêtes de Maeslant (figure 3.10) a une portée utile de 360m (passe navigable).

Elle est composée de 2 vannes secteurs flottantes. Elle est manoeuvrée à l'aide de motrices situées les deux rives. Chaque vanne pivote autour de son axe (vertical) grâce à un roulement sphérique de 10 m de diamètre.



Figure 3.11 Hoek van Holland, Rotterdam, Pays-Bas, 1997

h) Vanne pivotante (swing gate)

La vanne pivotante, positionnée sur le côté de la voie navigable, pivote autour d'un axe vertical pour s'appuyer contre ses culées, de chaque côté de la voie navigable. La vanne pivotante peut être flottante afin de réduire les efforts sur la charnière et les efforts de manoeuvre.

« Porte-barge » de Bayou Dularge : Cette barrière de contrôle des inondations est mise en place par des treuils avant la montée des eaux. Une fois en position, elle est ballastée. Elle ferme une passe de 18,3m et la retenue est de 6,25m.



Figure 3.12 Bayou Dularge, Louisiane, USA, 1996

i) Porte levante verticale

Les portes levantes se lèvent et s'abaissent. Elles peuvent être soit positionnées sous l'eau et levées pour obstruer l'écoulement, soit placées en position haute, reposant sur des tours ou un portique et abaissées pour réguler/couper l'écoulement.

La porte de garde du Blanc Pain est très connue en Belgique. Cette porte de garde levante protège l'ascenseur hydraulique à bateaux de Strépy (73m de chute) et la campagne environnante contre des inondations créées par la rupture d'une digue ou la destruction d'un ouvrage d'art sur le canal. Cette porte abaissante de 32,4m de portée permet de fermer en urgence le canal et garantit un tirant d'air de 7m en période de navigation.



Figure 3.13 Porte du Blanc Pain, Canal du Centre, Belgique, 2003

k) Tubes flottants émergents

Ce système innovant japonais a pour but de « casser » les vagues de tsunamis. Les tubes d'acier cylindriques sont enfouis et ne sont levés (grâce à de l'air comprimé) qu'en cas de menace de tsunami. Dès lors, ils n'entravent en rien la progression des navires en temps normal. Les tubes se lèvent rapidement, ce qui est nécessaire car les vagues gigantesques ne peuvent être prévues longtemps à l'avance.

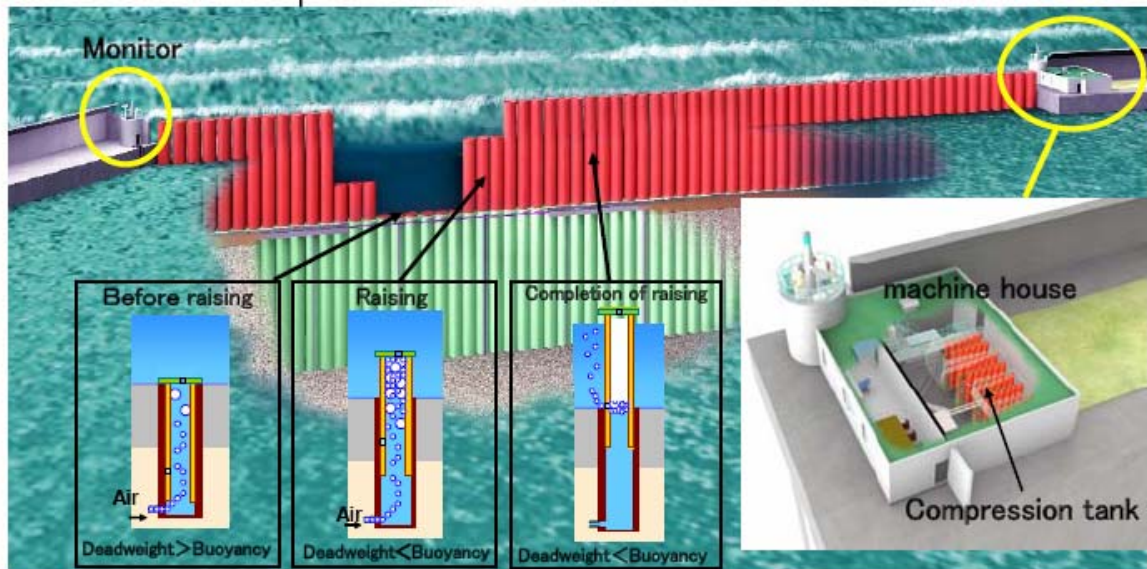


Figure 3.14 Concept général du système [5]

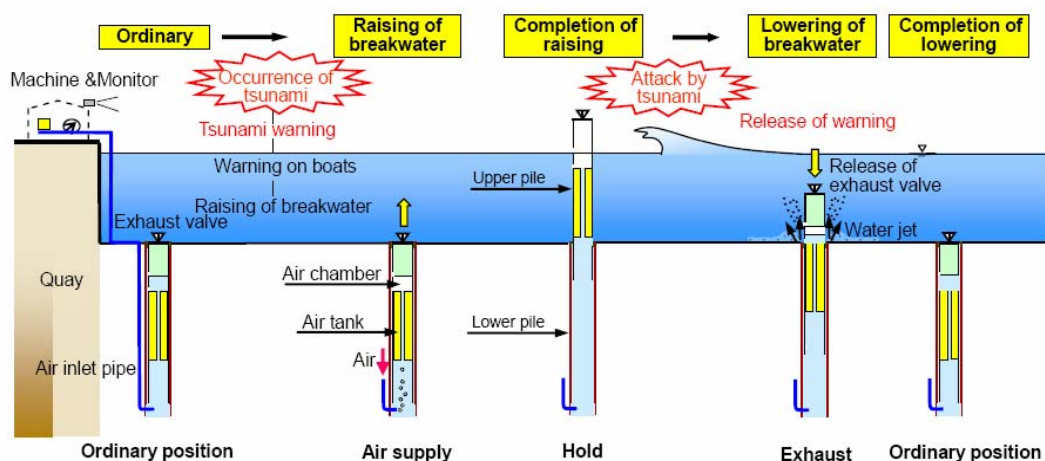


Figure 3.15 Fonctionnement en cas de tsunami annoncé [5]

3.6 Analyse multicritère

La méthodologie de l'analyse multicritère pour les barrières marées-tempêtes est le même que celui pour les barrages mobiles évoqué au chapitre 2. Au niveau des sous-critères, on observe toutefois certaines divergences entre les barrages et les barrières marée-tempêtes. Ces différences sont mises en avant dans le tableau comparatif ci-dessous.

Chapitre 3 - Les barrières anti-tempêtes et de protection

Critères	Projets de barrages		Projets de barrières	
	C.P.	Sous-critères	C.P.	Sous-critères
Coût global	0,30	Coût initial (ingénierie, achat du terrain, construction, etc.);	0,15	Coût initial (ingénierie, achat du terrain, construction, etc.);
		Coût périodique (inspections et maintenance);		Coût périodique (inspections, test/simulation et maintenance);
		Coût de fonctionnement (personnel, énergie, installations, etc.);		Coût de fonctionnement (personnel, énergie, installations, etc.);
		Coût du démantèlement / modernisation après la durée de vie prévue;		Coût du démantèlement / modernisation après la durée de vie prévue;
Fiabilité	0,15	Sensibilité aux dysfonctionnements, erreurs humaines, chocs de bateaux;	0,25	Probabilité de non fonctionnement: non fermeture, non ouverture (si fermé)
		Vulnérabilité aux mouvements de la fondation, aux vibrations, à l'érosion des sols, aux tremblements de terre, etc.;		Vulnérabilité aux mouvements de la fondation, à l'érosion des sols, aux tremblements de terre, etc.;
		Vulnérabilité aux sédiments, à la glace, aux corps flottants, aux algues, etc.;		Sensibilité aux dysfonctionnements, aux erreurs humaines, aux chocs de bateaux;
Fonctionnement	0,15	Capacité et précision du contrôle de la rivière à toutes saisons, vulnérabilité du fonctionnement aux désastres;	0,15	Commodité et clarté des procédures, surtout dans les conditions extrêmes;
		Commodité du fonctionnement, clarté de la procédure;		Mise hors service pour cause de maintenance;
		Mise hors service pour cause de maintenance;		Temps de construction, spécialement dans les projets de reconstruction;
		Temps de construction, spécialement dans les projets de reconstruction;		Sensibilité aux technologies vieillissantes, technologie brevetée etc.
Navigation	0,10	Impact de la construction sur les conditions de navigation;	0,15	Largeur de navigation libre, tirant d'air et profondeur;
		Impact de la maintenance sur les conditions de navigation		Clarté du règlement de navigation durant la fermeture et l'ouverture;
		Sécurité et commodités de la navigation (distances, courants etc.)		Impact de la construction sur les conditions de navigation;
		Perturbations pour les manœuvres, les signaux radar, etc.;		Impact de la maintenance sur les conditions de navigation
Maintenance	0,05	Entretien (pas en termes de coûts!) de toutes les zones et éléments	0,05	Conformité avec l'interdiction d'entretien durant les saisons orageuses;
		Accessibilité aux composants sensibles pour la maintenance		Entretien (pas en termes de coûts!) de toutes les zones et éléments
		Entretien dans des conditions de fonctionnement		Accessibilité aux composants sensibles pour la maintenance
		Santé et sécurité pour le personnel d'entretien		Santé et sécurité pour le personnel d'entretien
Environnement	0,15	Impact du fonctionnement sur l'écosystème (végétation, vie sauvage etc.);	0,10	Emprise de l'ouvrage, impact du fonctionnement sur l'écosystème;
		"Empreinte" environnementale des matériaux (pollutions, consommation d'énergie);		"Empreinte" environnementale des matériaux (pollutions, consommation d'énergie);
		Impact environnemental de la		Impact environnementale résiduel du
		construction et de la maintenance (graisses, peintures);		passage d'une inondation;
		Possibilité d'une énergie "propre" (hydro électricité);		Impact environnemental de la maintenance (graisses, peintures);
Impacts sociaux	0,10	Esthétique, harmonie avec le paysage, culture locale, etc.;	0,15	Esthétique, harmonie avec le paysage, culture locale, etc.;
		Impact journalier sur les communautés locales (emplois, économie, transport, agriculture, contacts sociaux);		Impact journalier sur les communautés locales (emplois, économie, transport, agriculture, contacts sociaux);
		Bruit (écoulement des eaux, moteurs, maintenance des bateaux, etc.)		Image générale, sentiment de sécurité pour la communauté locale;
		Tourisme, bénéfices pour les sports et les loisirs, effet de la popularisation des sciences et des technologies;		Tourisme, bénéfices pour les sports et les loisirs, effet de la popularisation des sciences et des technologies;

3.7 Références

- [1] *Les barrages mobiles de navigation*, CETMEF, 1998.
- [2] *Cours de barrages mobiles*, Dehousse, ULG, 1982.
- [3] *Conception des barrages mobiles et des barrières anti-tempêtes*, AIPCN WG 26, Rapport 101, Bruxelles, 2008.
- [4] *Design of movable weirs and storm surge barriers*, PIANC WG 26, Report 101, Brussels, 2006.
- [5] *Development of urgently emerging tsunami breakwater buoyancy-driven vertical pilling system*, T.Takayama, 32ème Congrès de l'AIPCN, Liverpool, Mai 2010.

4 Les passes à poissons¹

4.1 Généralités

Les poissons de nos rivières accomplissent des cycles migratoires plus ou moins marqués. Les espèces dites holobiotiques (truite, brochet, gardon, barbeau, ...) réalisent entièrement leur cycle en eau douce. Selon les espèces, la migration est plus ou moins importante mais est primordiale pour éviter l'isolement génétique d'une population.

Les espèces amphibiotiques doivent obligatoirement changer de milieu durant leur cycle de vie. L'accomplissement de leur cycle nécessite alternativement des phases en eau douce et en eau en mer. Ainsi tous les grands migrateurs amphihalins se reproduisent en rivière et grossissent en mer à l'exception de l'Anguille, qui fait exactement le trajet inverse.

Le Saumon, la Truite de mer, les Aloses et les Lamproies, se reproduisent dans les rivières, où ils passent leur vie juvénile, et grossissent en mer.

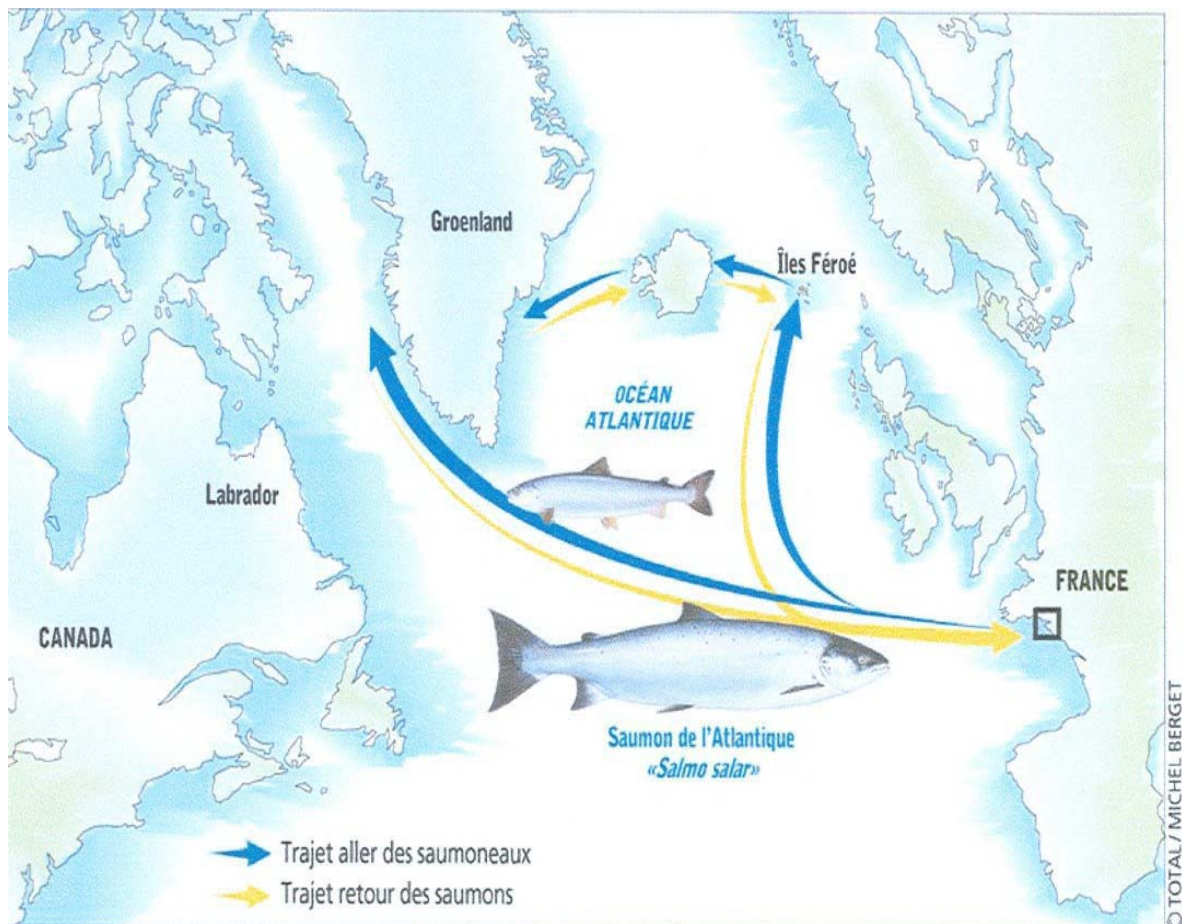


Figure 4.1 Cycle de vie du saumon de l'Atlantique [2]

¹ Ce chapitre a été rédigé en collaboration avec Mr Gillet, ingénieur au SPW, et collaborateur scientifique de l'ULG (ANAST)

Les migrations, qui se produisent principalement au printemps et en automne, recouvrent des périodes distinctes selon les espèces. Dès lors, sur les cours d'eau importants bénéficiant de peuplements diversifiés, des migrations peuvent être observées pratiquement toute l'année. La libre circulation piscicole est ainsi une exigence quasi-permanente pour la montaison, qui s'effectue de l'aval vers l'amont pour les géniteurs, mais aussi pour la dévalaison aux différents stades du cycle des poissons.

La régression - voire la disparition – des grands migrateurs - surtout marquée à partir du milieu du XIXe siècle - est notamment liée à la construction d'obstacles. La pollution, la perte d'habitats vitaux et les pêches excessives ayant également joué un rôle. Les espèces aux exigences migratoires moins affirmées (truite, ombre, brochet,...), sont également concernées par cette tendance et tout aussi vulnérables à la présence d'obstacles.

Les rivières sont en effet remplies d'obstacles, quelquefois insurmontables, pour les poissons.

Conséquence d'un obstacle

– Blocage total

- Disparition de l'espèce en amont de l'obstacle
- Disparition partielle de l'espèce en aval de celui-ci

– Blocage partiel ou retard dans la migration

- Disparition partielle de l'espèce en amont de l'obstacle
- Disparition partielle de l'espèce en aval de celui-ci

Quoiqu'il en soit, un obstacle insurmontable entraîne une PERTE de la BIODIVERSITE

Dès lors, la continuité hydrobiologique a fait l'objet d'une attention particulière par la Commission européenne :

- Dans la directive CADRE EAU vise l'atteinte au bon état des cours d'eau pour 2015 ;
- Dans le cadre de la réglementation de protection de l'anguille, espèce qui est en régression actuelle importante

Les poissons peuvent être confrontés à deux types d'obstacles :

- Obstacles physico-chimiques : modifications de la qualité physico-chimique de l'eau (pollution, ...).
- Obstacles physiques
 - Montaison : Comportement actif → Tout ce qui s'oppose au déplacement du poisson en s'opposant à ses capacités de nage ou de saut
 - Dévalaison : Comportement passif → tout ce qui va entraîner des mortalités, blessures (turbines, pompes) ou qui va entraîner hors de sa route migratoire naturelle (canaux).

La figure 4.2 montre quelques obstacles susceptibles de se trouver sur un cours d'eau pour la montaison.



Figure 4.2 Obstacles à la montaison [2]

4.2 Les passes à poissons à la montaison

4.2.1 Généralités

Les passes à poissons présentent la particularité de couvrir une vaste gamme de réponses techniques ajustable au cas par cas. La fonction de ces dispositifs est d'assurer un « passage » au niveau de l'obstacle rencontré, pour rétablir la continuité de la circulation de la faune piscicole.

Ainsi, le dispositif de franchissement piscicole doit satisfaire un certain nombre de critères de base afin de garantir une efficacité de fonctionnement :

- Il doit permettre le passage de tous les individus des espèces concernées, et pas seulement les plus robustes ;
- Le passage du poisson doit être assuré dans les meilleures conditions possibles, sans stress ni blessures ;
- Le dispositif doit être suffisamment attractif (débit d'attrait) pour que le poisson puisse facilement le localiser et l'identifier comme point de passage, permettant ainsi de minimiser les retards à la migration ;
- Il doit être conçu afin de limiter les problèmes d'entretien, de maintenance et de réglage en les anticipant au plus tôt de la conception.

La plupart des dispositifs fractionnent ou répartissent la chute infranchissable en éléments compatibles avec les capacités de nage des espèces considérées. Ces dispositifs peuvent être classés en cinq groupes, décrits au § 4.3 :

- passes à bassins et prébarrages ;
- passes à ralentisseurs ;
- passes « naturelles » ;
- ascenseurs et écluses (dont celles de navigation) ;
- rampes à anguilles.

Capacité de nage des poissons

L'aptitude des poissons à franchir un obstacle - en partie déterminée par leurs capacités de nage - varie selon les espèces. Elle dépend, aussi et surtout, de la taille des individus et de facteurs «environnementaux». Les niveaux d'activité de nage classiquement distingués sont :

- **l'activité de croisière**, susceptible d'être maintenue pendant des heures sans engendrer de modifications physiologiques profondes, la vitesse maximale de la nage de croisière chez les salmonidés est de l'ordre de 2 à 3 fois la longueur du poisson par seconde (L/s).

- **l'activité de pointe ou « sprint »**. Exigeant un effort intense qui ne peut durer qu'un temps très limité, la vitesse de nage maximale est de l'ordre de 8 à 10 L/s, ce qui représente, pour des poissons de grande taille, des vitesses de 4 à 5 m/s pour l'aloise et 3 à 4 m/s pour la truite. Entre ces niveaux, vient l'**activité de nage soutenue**. Pouvant être maintenue plusieurs minutes, voire dizaines de minutes, elle entraîne à terme la fatigue du poisson.

Parmi les migrateurs, l'anguille présente quelques singularités dont son aptitude à la reptation sous certaines conditions. L'anguille qui est confrontée comme tous les poissons à un obstacle lorsqu'elle doit faire appel à une vitesse soutenue ou de pointe pour tenter son franchissement (ajouté à la distance à franchir qui fait intervenir les capacités d'endurance) peut à l'instar des autres espèces le contourner s'il offre des zones propices à la reptation. Ne pouvant toutefois pas franchir de zones trop sèches ou trop étroites à proximité d'un courant fort les rejetant en aval lorsqu'elles rejoignent l'eau, les anguilles peuvent exiger des dispositifs en propre pour autoriser leur migration (voir p 4-13).

Pour les facteurs environnementaux, la température influe sur la vitesse maximale de nage. De sorte qu'on peut conclure que les capacités de nage, et donc l'aptitude à franchir les obstacles sont fonction :

- de l'espèce et de la taille des individus,
- de la température.

Dès lors, on peut affirmer que les éléments nécessaires à la conception d'une passe à poissons sont les suivants :

- Données biologiques
 - Espèce(s) cible(s) présentes ou potentielles
 - Périodes de migration
 - Chemin migratoire
- Données hydrologiques
 - Débit
 - Niveaux d'eau amont et aval
 - Qualités physico-chimiques (température)
 - Usages de l'eau

Avec ces données, on peut choisir le type de passe, puis déterminer le débit de référence dans la passe ainsi que les paramètres de dimensionnement. Finalement, on évalue la plage de fonctionnement en fonction des variations des débits et des niveaux.

4.2.2 Positionnement d'une passe à poissons

Le dispositif est inefficace si le poisson n'en trouve pas l'entrée. Le repérage de l'entrée de la passe par le poisson repose sur la notion d'attractivité. Celle-ci est liée à la configuration du barrage, ainsi qu'aux conditions hydrodynamiques (débits, vitesses, lignes de courant) au voisinage de son entrée.

L'entrée de la passe à poissons ne représente généralement qu'une largeur réduite comparée à celle de l'obstacle et est alimentée par un débit ne constituant qu'une faible fraction de l'écoulement total du cours d'eau.

Cela implique que l'ouvrage de franchissement doit être implanté dans le secteur où le poisson va rechercher spontanément un passage pour franchir l'obstacle. Pour que le poisson trouve l'entrée, le courant de sortie de la passe doit être suffisamment attractif et ne doit pas être masqué par des écoulements connexes tels que des zones de recirculation, les écoulements turbinés ou les écoulements de surverse ou de sous-verse des vannes du barrage. L'écoulement d'attrait doit rester bien individualisé dans le bief aval.

De même, il est primordial de comprendre le comportement naturel des poissons. Le comportement du poisson en montaison est le suivant : en général, le poisson remonte dans les courants le plus loin possible vers l'amont et là où il dépensera le moins d'énergie (berge).

La figure 4.3 montre différentes implantations correctes et incorrectes. Par ailleurs, pour les barrages de grande largeur ($> 100\text{m}$), il convient souvent d'installer un dispositif de franchissement de chaque côté de l'ouvrage.

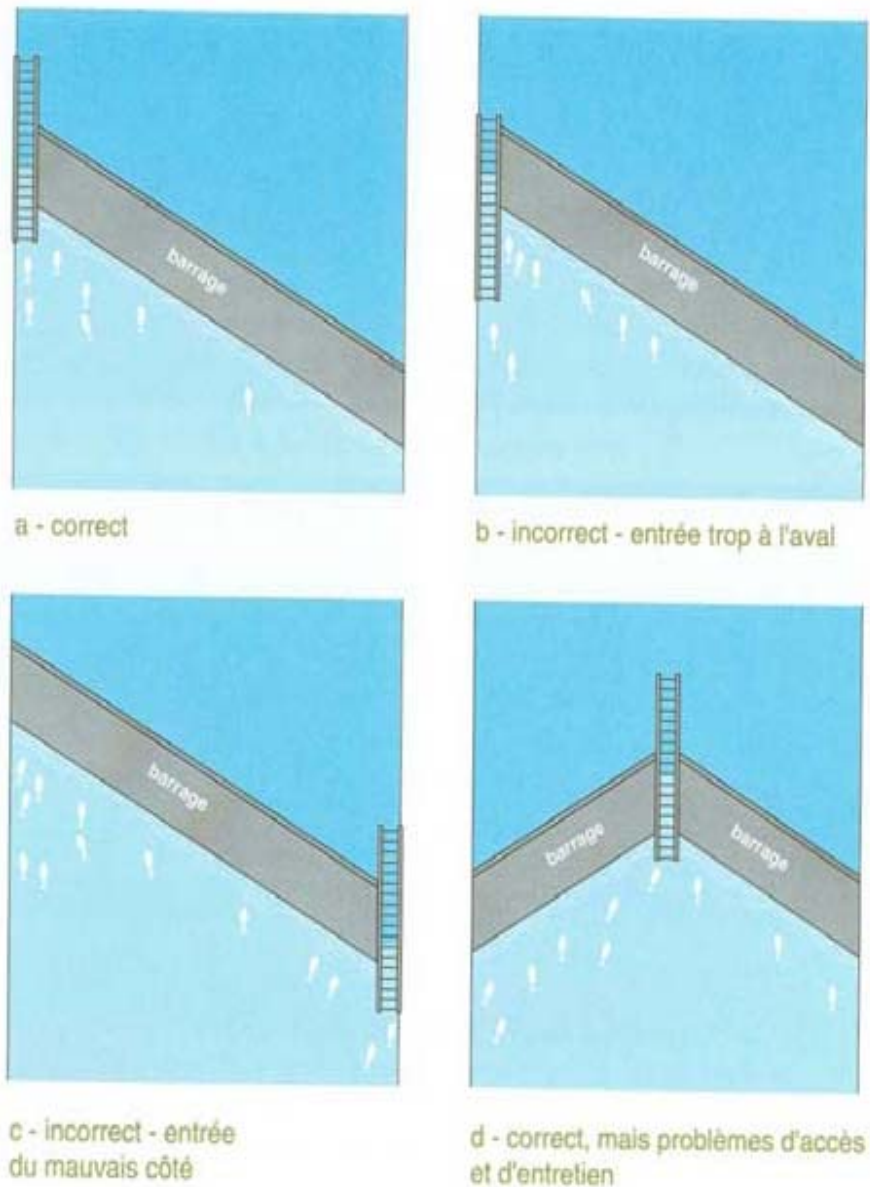


Figure 4.3 Conseil d'implantation en fonction de la configuration d'un barrage [2]

Lorsque le barrage est équipé de vannes de régulation, la gestion de celles-ci peut être adaptée afin de faciliter le guidage du poisson vers l'entrée de la passe. Les répartitions irrégulières sont à éviter car génératrices de zones de recirculation ou zones d'eau morte susceptible de piéger le poisson (figure 4.4)

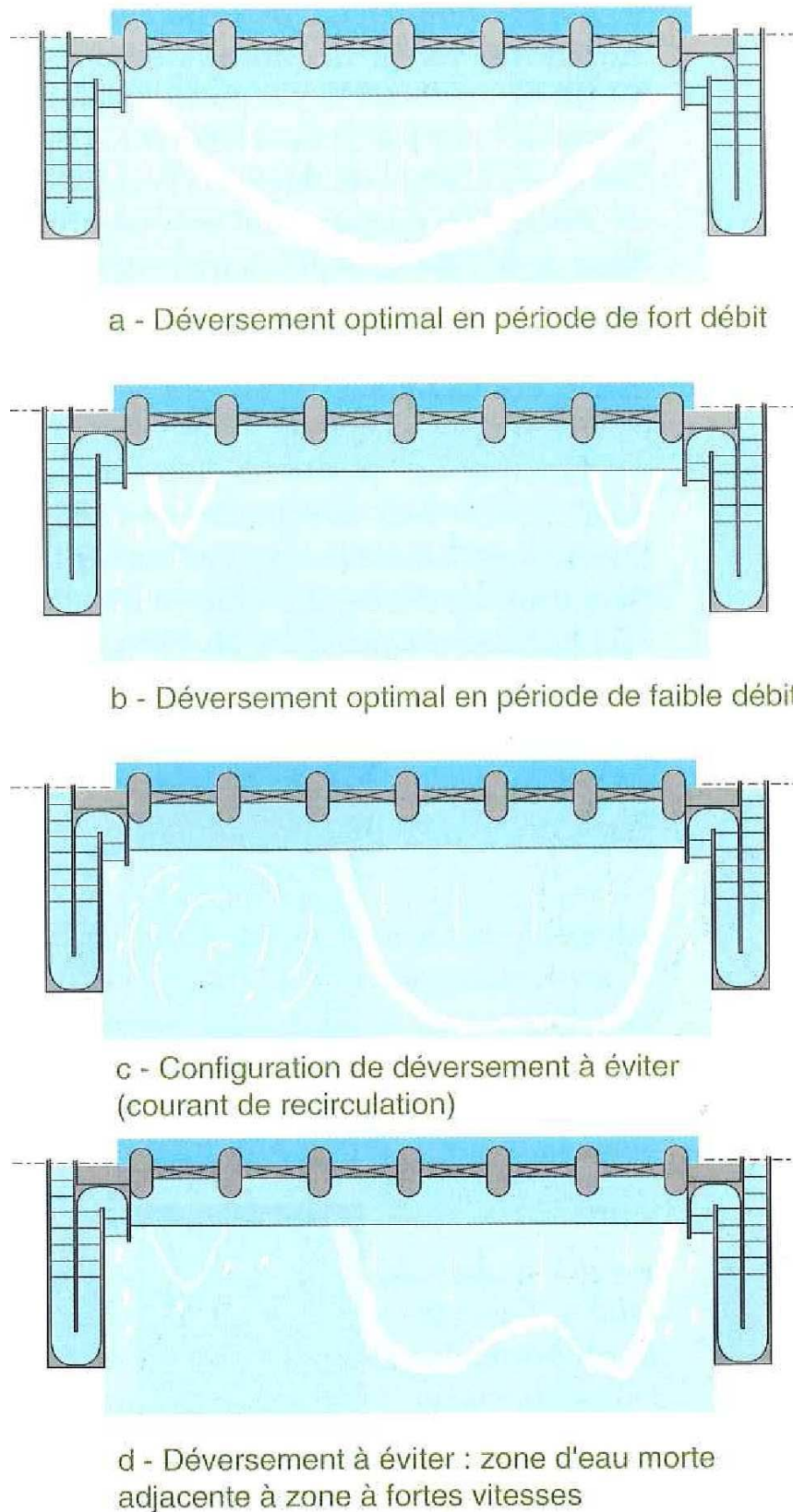


Figure 4.4 Evolution de l'attractivité en fonction de la gestion hydraulique d'un barrage [2]

La présence d'un aménagement hydroélectrique a tendance à attirer les migrateurs du fait du débit significatif rejeté par les turbines. Il convient alors d'installer l'entrée de la passe du côté de l'usine, de préférence en rive (figure 4.5)

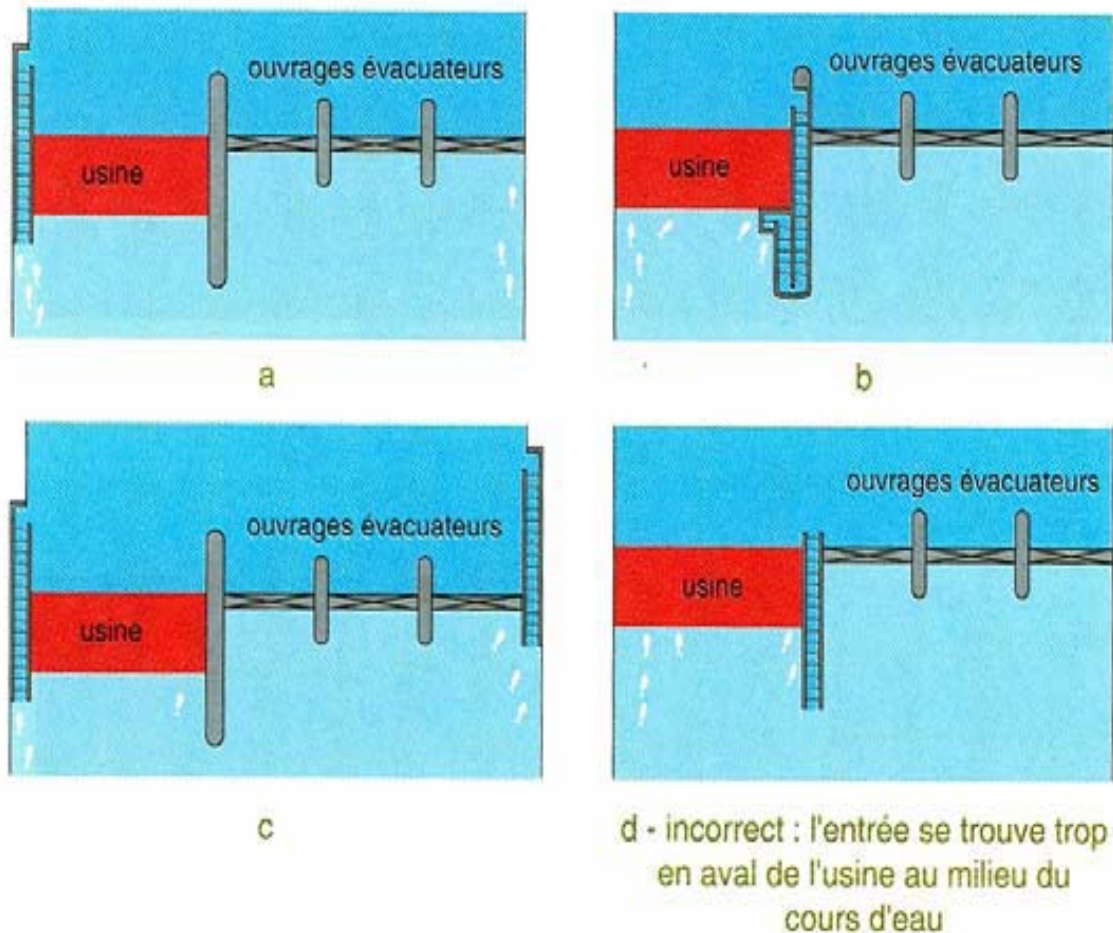


Figure 4.5 Présence d'une centrale hydroélectrique [2]

Pour être attractif, le jet en sortie de passe à poissons doit avoir une vitesse élevée tout en restant compatible avec les capacités de nage des espèces considérées. L'ordre de grandeur généralement retenu est compris entre 2 et 2.4 m/s correspondant à une chute de 0.2 à 0.3 m.

De par les informations précédentes, on constate que l'implantation du dispositif de franchissement piscicole compte parmi les points importants de la phase préliminaire des études de conception non seulement pour l'attractivité de l'ouvrage mais aussi pour son entretien ultérieur.

4.2.3 Types de passes à poissons

a) Passes à bassins et débarrages

Le principe de la passe à bassins successifs est de diviser le dénivelé total du barrage en une série de chutes, afin de former un « escalier hydraulique » compatible avec la capacité de nage du poisson. Les chutes sont contrôlées par des cloisons qui séparent des bassins.

Ces derniers ont pour fonction de dissiper l'énergie de la chute et d'assurer une zone de repos au poisson.



Figure 4.6 Passe à bassins successifs [3]

Le passage des poissons sera d'autant plus facile que la chute entre bassins sera faible. Toutefois, celle-ci ne peut être réduite de façon trop importante sous peine d'un trop grand nombre de bassins. Il convient donc d'adapter les chutes entre bassins aux capacités de nage ou de saut des espèces considérées.

Il existe trois principaux types de passe à bassins successifs. Les passes à échancrures latérales, à fentes verticales, et à seuils déversants. L'étudiant en trouvera une description détaillée dans la référence [3].

Les prébarrages (figure 4.7) constituent souvent une solution élégante pour résoudre le problème de franchissement des obstacles de faible hauteur.

Ils s'adaptent particulièrement bien aux seuils présentant un fort biais par rapport à l'axe du cours d'eau. Ils sont formés de plusieurs murs ou seuils créant à l'aval de l'obstacle de grands bassins qui fractionnent la chute à franchir. Sur les petits cours d'eau, ils peuvent être implantés sans inconvénient sur toute la largeur du barrage. L'intérêt des prébarrages vient de leur attractivité en raison de la forte proportion du débit de la rivière susceptible de transiter dans l'ouvrage. Cette attractivité se fait généralement au détriment du « confort » du poisson, les hauteurs de chute retenues étant généralement plus importantes que celles des passes à bassins successifs afin de limiter le nombre de prébarrages.



Figure 4.7 Prébarrage [3]

Les hauteurs de chutes sont comprises entre 0,3 et 0,5 m. La communication se fait par déversement à jet plongeant sur l'ensemble du prébarrage ainsi que généralement par une échancrure centrale.

b) Passes à ralentisseurs

Le principe de la passe à ralentisseurs est de disposer, dans un canal rectiligne à pente relativement forte et de section rectangulaire, des déflecteurs sur le fond et /ou sur les parois, destinés à réduire les vitesses moyennes de l'écoulement.

Les déflecteurs, de formes plus ou moins complexes, donnent naissance à des courants secondaires hélicoïdaux qui assurent, par un transfert intense de quantité de mouvement, une forte dissipation d'énergie au sein de l'écoulement.



Figure 4.8 Passe à ralentisseurs [3]

Une passe à ralentisseurs ne présente pas de zone de repos imposant au poisson le franchissement d'une seule traite ! Lorsque la chute totale à franchir est trop importante, il convient alors de prévoir un ou plusieurs bassins de repos s'intercalant entre les parties de rampes appelées volées. Les longueurs des volées doivent être adaptées aux capacités de nage des poissons concernés.

De par leur écoulement fortement turbulent, les passes à ralentisseurs sont plutôt utilisées pour des espèces d'eau courante de grande taille salmonidés, lamproie marine, barbeau...

c) Passes « naturelles »

Les passes « naturelles » également appelées passes « rustiques » sont des dispositifs reproduisant de plus ou moins près le fonctionnement des cours d'eau.

Elles sont constituées d'un chenal plus ou moins large dans lequel l'énergie est dissipée et les vitesses sont réduites par la rugosité du fond et des parois, et/ou par une succession de singularités plus ou moins régulièrement réparties. On distingue trois types : les rivières de contournement (figure 4.9), les rampes et les seuils.



Figure 4.9 Rivière de contournement [3]

D'une façon générale, les passes « naturelles » sont des ouvrages, du fait de leur faible pente (2 à 5 %), peu sélectifs permettant d'assurer le passage de toutes les espèces. En contrepartie,

elles nécessitent une emprise importante limitant leur installation aux barrages présentant une chute faible à modérée (< 2 à 3m).

d) Ascenseurs et écluses

A la différence des autres dispositifs, les ascenseurs et les écluses assurent un franchissement «assisté» du poisson soit mécaniquement (ascenseur) soit hydrauliquement (écluse). Ils sont mis en place sur des barrages présentant un espace disponible réduit et/ou une forte hauteur de chute ($> 8 - 10\text{ m}$). Les écluses de navigation, dans certains cas de figure, peuvent également être utilisées pour assurer le passage du poisson.

Une écluse à poissons se compose d'une chambre amont reliée au bassin aval (sas) au moyen d'une conduite inclinée ou d'un puits vertical. Les opérations de remplissage et de vidange du sas sont assurées par des vannes positionnées aux extrémités de l'ouvrage.

Le principe de l'écluse piscicole est proche de celui d'une écluse de navigation, il se décompose en quatre temps :

- 1) Attrait :** Le poisson est attiré dans le sas par le courant d'alimentation de l'ouvrage.
- 2) Remplissage :** La vanne aval est fermée et le sas ainsi que la conduite sont remplis jusqu'à équilibre avec le niveau amont.
- 3) Sortie :** Le poisson est incité à sortir de du dispositif par le maintien d'un courant traversant l'ouvrage.
- 4) Vidange :** Une fois le poisson sorti, l'écluse est vidangée progressivement afin de débiter un nouveau cycle par une phase d'attrait. La durée d'un cycle est très variable, de une à plus de quatre heures.

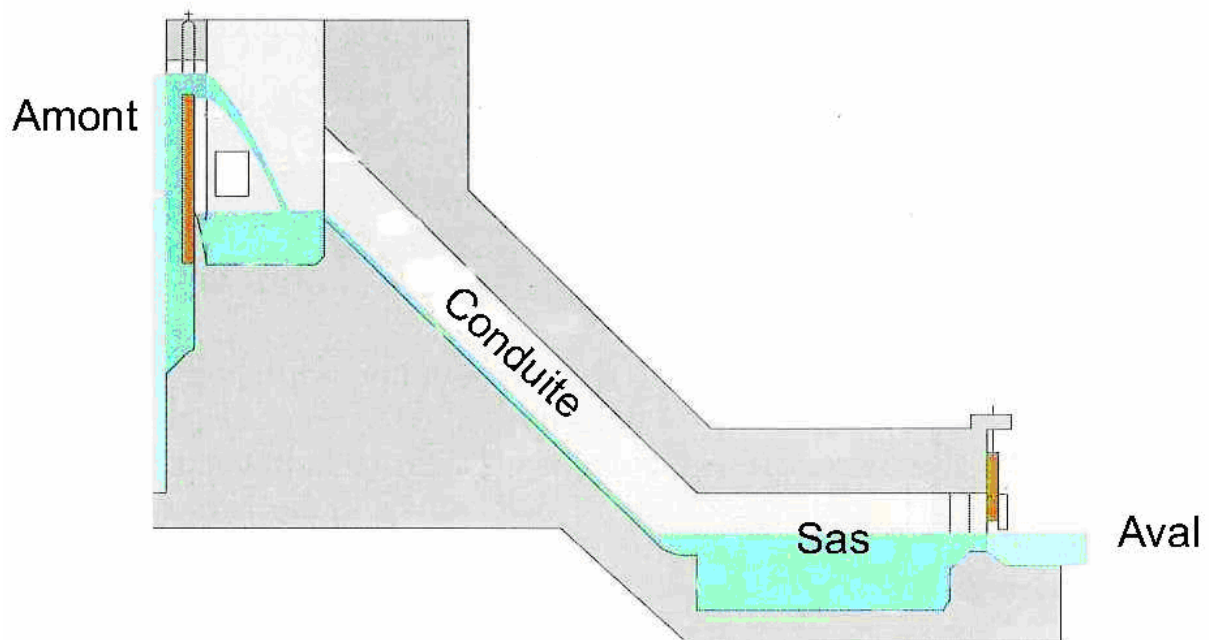


Figure 4.10 Principe d'une écluse piscicole [3]

Les dispositifs à écluse sont peu utilisés puisque de nombreux ouvrages, (notamment aux Etats-Unis), se sont révélés inefficaces. Ce dispositif présente l'inconvénient majeur de

posséder un fonctionnement discontinu. Il n'est d'autre part pas facile d'optimiser le cycle de fonctionnement lorsque plusieurs espèces migratrices pouvant avoir des comportements migratoires très différents sont présentes en aval.

Les écluses de navigation, à condition d'adapter leur gestion, peuvent constituer une possibilité de passage pour le poisson.

Le pourcentage réel de temps d'utilisation des écluses est, dans certains cas, faible, offrant la possibilité d'adopter, le reste du temps, une « gestion piscicole » de l'ouvrage.

Sur les axes principaux, les barrages de navigation, équipés la plupart du temps de plusieurs écluses, ont tendance à concentrer le trafic sur un ouvrage, les autres écluses étant utilisées pour écrêter les pointes de circulation et/ou pour la navigation de plaisance.

e) Passes à anguilles

L'anguille se caractérise lors de sa remontée en eau douce par une évolution physiologique importante passant progressivement du stade larvaire au stade adulte. Elle débute sa remontée du cours d'eau par une migration passive (portée par les marées) pour faire place à une migration active (nage) avec une capacité de nage qui augmente progressivement avec la taille. La capacité de nage reste cependant faible à modérée même pour les adultes, ce que l'anguille compense par une forte capacité à la reptation à l'image d'un serpent pour contourner les zones trop rapides ou les obstacles de faible hauteur.

Si pour le stade adulte, on optera pour une adaptation des passes à poissons (réduction de la hauteur de chute entre bassins, ...), pour les jeunes stades (civelles et anguilletes), on préférera la réalisation d'un aménagement spécifique basé sur la capacité de reptation de l'espèce.

Les passes à civelles et anguilletes sont composées de deux parties :

- La rampe de montée, dont la partie inférieure est immergée dans le plan d'eau aval. Cette rampe est revêtue d'un matériau facilitant la progression des anguilles. Il est maintenu humide ou faiblement submergé soit par arrosage soit gravitairement par le plan d'eau amont.
- La partie amont, configurée pour permettre l'accès au plan d'eau amont avec des vitesses d'écoulement compatibles avec la capacité de nage de l'anguille afin d'éviter tout rejet du poisson vers l'aval.

Les revêtements utilisés pour les rampes à anguilles sont de nature variable suivant les pays.

- Revêtement de type brosse:

Il s'agit d'un tapis artificiel (matière plastique) parsemé de faisceaux de soies (« poils ») d'un espacement variable suivant la taille du poisson concerné.



Figure 4.11 Revêtement de type brosse [3]

- Revêtement de type macroplots:

Ce revêtement est composé de dalles de béton parsemé de plots plus ou moins tronconiques assurant un appui lors de la reptation de l'anguille.



Figure 4.12 Revêtement de type macroplots [3]

Il est important de rappeler que ces dispositifs restent spécifiques à l'anguille et ne permettent pas d'assurer le passage d'autres espèces.

4.3 Les passes à la dévalaison

Pour autant qu'elle ne tombe pas sur une surface dure, une chute d'eau ne constitue pas un obstacle à la dévalaison des poissons. Par contre, tout dispositif qui implique des dommages corporels doit être évité surtout lorsque ces dispositifs se multiplient sur la voie de migration. Pour cela, un ou plusieurs exutoires amenant le poisson à l'aval de l'obstacle doivent être mis en place. Etant donné que la dévalaison des poissons est basée essentiellement sur un comportement passif, la position des exutoires est capitale. Il est possible d'envisager complémentairement des systèmes qui empêchent les poissons de passer l'obstacle telles que les grilles fines (1 cm d'espacement interbarreau) ou des techniques qui agissent sur le comportement du poisson. Ces systèmes peuvent également être disposés pour diriger le poisson en dévalaison vers un exutoire.

Les techniques qui agissent sur le comportement du poisson sont multiples (lumineuses, acoustiques, électriques, ...) mais aucune d'elles ne se sont montrées efficaces pour toutes les espèces.

4.4 Entretien

Malgré les efforts réalisés sur les axes de migration en matière d'équipement, une partie non négligeable des ouvrages de franchissement piscicoles pose des problèmes car ils constituent des points de blocage partiel ou total à la migration.

L'analyse de l'origine du dysfonctionnement des passes à poissons et des autres ouvrages de franchissement reconnus peu efficaces (en France ou à l'étranger), met en exergue deux causes récurrentes.

Les deux causes les plus fréquemment évoquées sont :

- le manque d'attractivité de l'ouvrage, consécutif à une mauvaise implantation et/ou à un débit insuffisant,
- le défaut voire le manque total d'entretien et de maintenance de la part du propriétaire de l'ouvrage.

Sur l'équipement, les résultats du manque d'entretien peuvent se traduire par :

- l'obturation des communications entre bassins (orifices, fentes), le colmatage de ralentisseurs par des branches ou de la végétation et plus généralement par des corps dérivants,
- le colmatage des grilles de protection de la passe ou des prises d'eau des débits auxiliaires,
- l'engravement de l'ouvrage (de l'entrée, de la prise d'eau, voire de l'ouvrage lui-même – figure 4.13),
- le blocage ou le mauvais fonctionnement de certains mécanismes des ascenseurs ou des écluses (système de relevage de la cuve,...
- dispositif de fermeture ou d'ouverture des vannes sur les écluses, dispositif de régulation des niveaux et des chutes,

L'ouvrage devient alors non fonctionnel :

- le débit dans l'ouvrage peut être réduit, voire devenir pratiquement inexistant,
- certaines chutes peuvent devenir infranchissables,
- la turbulence dans certains bassins peut devenir trop importante,
- certaines phases du cycle d'une écluse ou d'un ascenseur peuvent se trouver perturbées voire inopérantes.



Figure 4.13 Colmatage de la prise d'eau [3]

Le dysfonctionnement d'un seul ouvrage visant la libre continuité sur l'axe migratoire peut contribuer à ruiner la totalité des efforts consentis pour maintenir ou développer les espèces migratrices considérées.

Les problèmes de maintenance et d'entretien doivent être pris en compte dès la conception des dispositifs.

4.5 Passes à canoë

On trouve sur les cours d'eau d'autres ouvrages que ceux strictement piscicoles. En effet l'installation d'un barrage interdit la libre circulation des canoës et des kayaks. Il convient donc de créer une passe de franchissement si le barrage se trouve sur un parcours (figure 4.14). Cette passe doit permettre le franchissement en toute sécurité : l'entrée amont et la sortie aval doivent être suffisamment éloignées de la chute pour que l'embarcation soit hors de l'accélération des courants à l'approche amont, et hors des remous en aval. Ceci est réalisé par un chenal d'approche amont limité par une ou des lisses de guidage. À l'aval, la passe doit être isolée des remous

La passe peut être remplacée par un parcours d'eau vive qui reconstitue les conditions que l'on rencontre sur un torrent : succession de zones rapides et calmes avec différents mouvements de la veine d'eau, ...

Certaines passes à poissons à bassins successifs peuvent être adoptées pour les canoës, pouvant toutefois entraîner des conflits d'usage.



Figure 4.14 Passe à canoës²

4.6 Références

[1] *Les barrages mobiles de navigation*, CETMEF, 1998.

[2] *Passes à poissons. Expertise et conception des ouvrages de franchissement*. Collection mise au point, Conseil supérieur de la Pêche, France

[3] *Guide passes à poissons*, CETMEF, 2008.

[4] <http://www.fish-pass.fr/>

² <http://www.location-canoe.fr>

5 Les centrales hydroélectriques¹

5.1 Principe de fonctionnement

Le principe de fonctionnement d'une petite centrale hydroélectrique consiste à transformer l'énergie potentielle d'une chute d'eau en énergie mécanique grâce à une turbine, puis en énergie électrique au moyen d'une génératrice. La puissance installée de la centrale est fonction du débit d'eau turbiné et de la hauteur de chute.

Pour les voies navigables, on parle en général de turbines de basse chute.

La turbine la plus performante est sans doute la Pelton. Elle convient aux hautes chutes 50, 100, 500 m voire plus. Une turbine Francis est une turbine hydraulique de type à réaction. Elle est adaptée pour des hauteurs de chute moyennes (entre 20 et 350 mètres), pour des puissances et débits moyens (de quelques kilowatts à plusieurs centaines de mégawatts avec des débits jusqu'à 30 000 l/s). Pour les basses chutes, on préfère les turbins Kaplan (10-30 m et grands débits).

Puissance = Débit (m³/s) x Chute (m) x Poids spécifique de l'eau (N/m³) x Rendement de l'installation (= Watts)

Exemple : Débit normal de la Vesdre = 3 m³/s
Chute = 2 m
 $\eta = 0,85$
Puissance = 50 kW

Schéma général d'un aménagement hydroélectrique

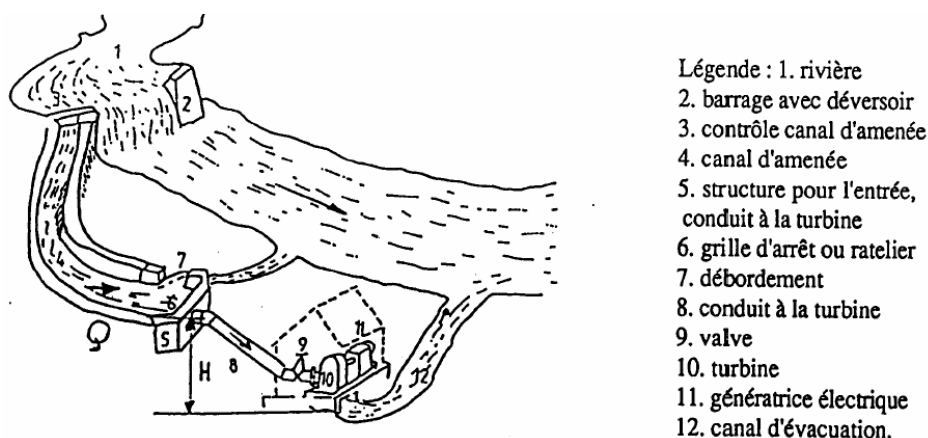


Figure 5.1 Schéma général d'un aménagement hydroélectrique

¹ Ce chapitre a été rédigé en collaboration avec Mr Rutten (S.A. Rutten Electromécanique).

5.2 Types de turbines

Selon les caractéristiques du site, certains types de turbines sont plus appropriés que d'autres.

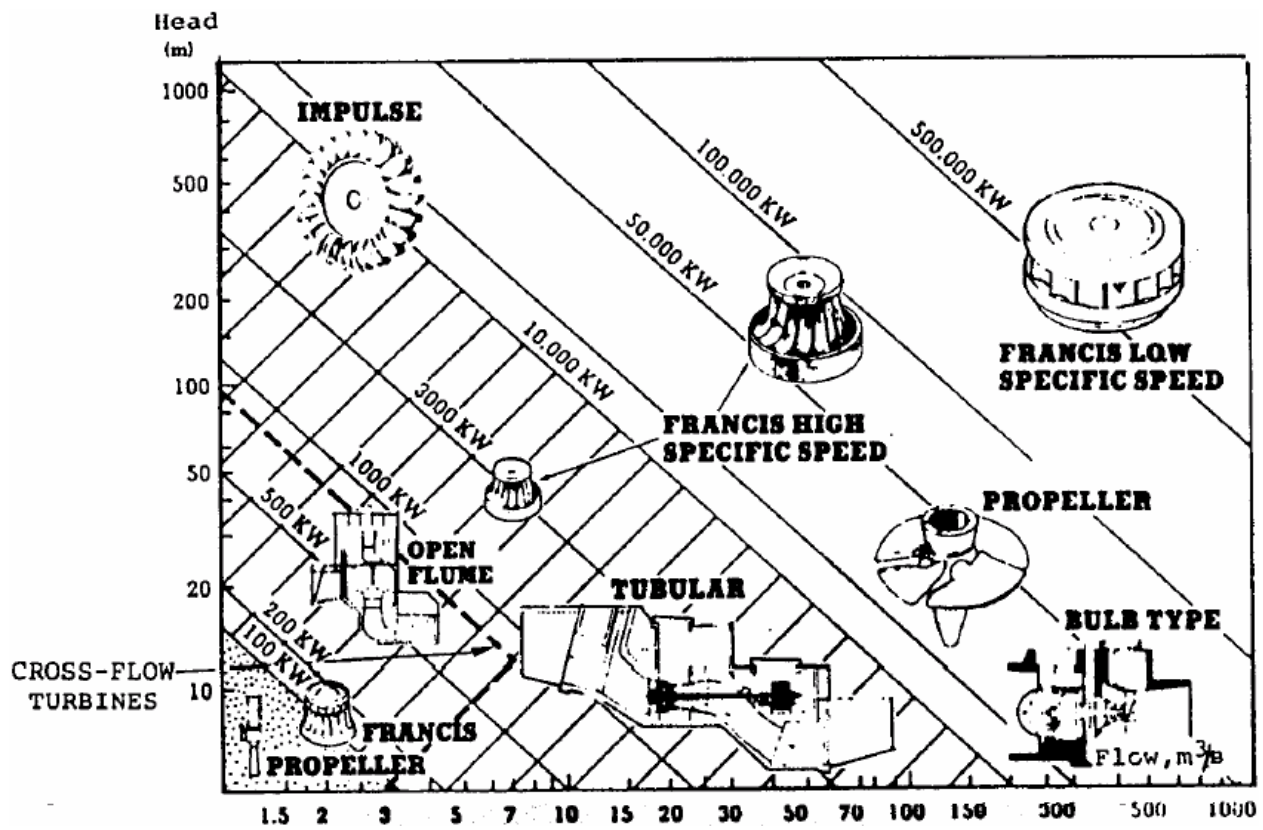
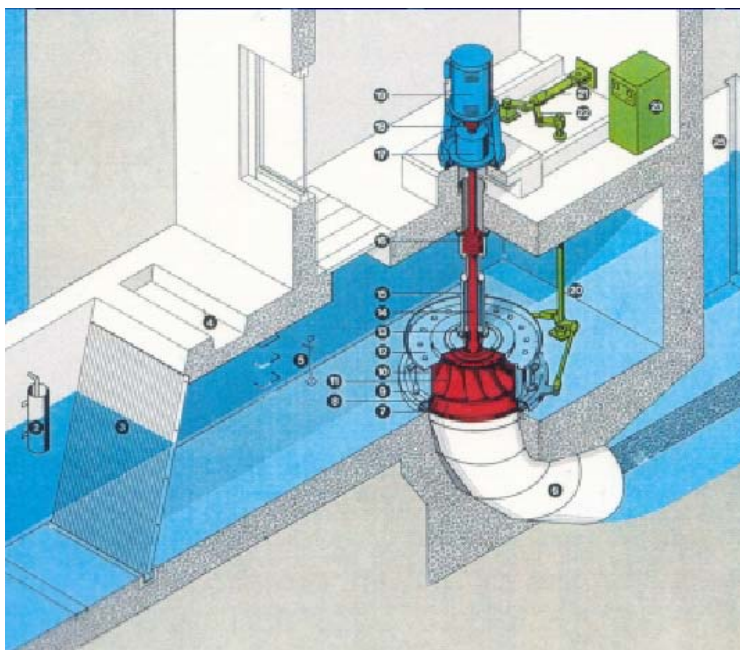


Figure 5.2 Types de turbines

Turbines Francis



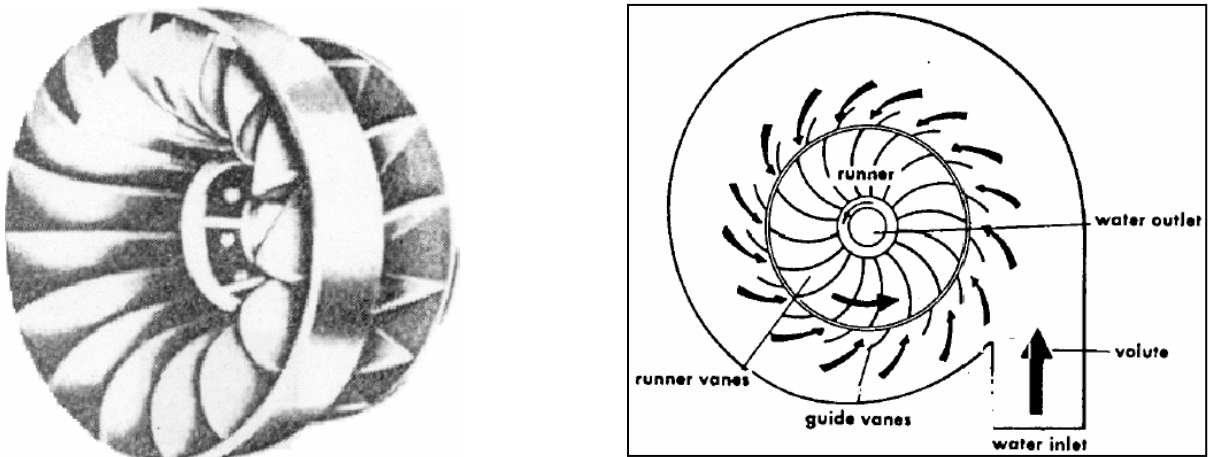


Figure 5.3 Turbine Francis [2]

Une turbine Francis est une turbine hydraulique de type à réaction. Elle est adaptée pour des hauteurs de chute entre 20 et 350 mètres, pour des puissances et débits moyens (de quelques kilowatts à plusieurs centaines de mégawatts avec des débits jusqu'à 30 000 l/s).

Turbines Kaplan

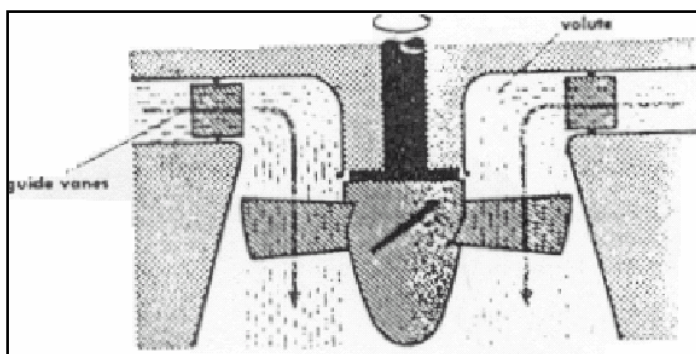


Figure 5.4 Turbine Kaplan

Une turbine Kaplan est une turbine hydraulique à hélices de type propulsion. Elle est adaptée pour les faibles chutes de 10 à 30 mètres en hauteur, et pour les très grands débits de 5000 à 100 000 l/s. La vitesse de rotation varie de 50 à 250 tr/min.

La turbine Kaplan se différencie des autres turbines à hélices par ses pales dont on peut faire varier l'angle en opération. Cela lui permet d'avoir un rendement élevé pour plusieurs conditions de débit d'eau. Son rendement varie normalement entre 90% et 95%.

Turbines Pelton

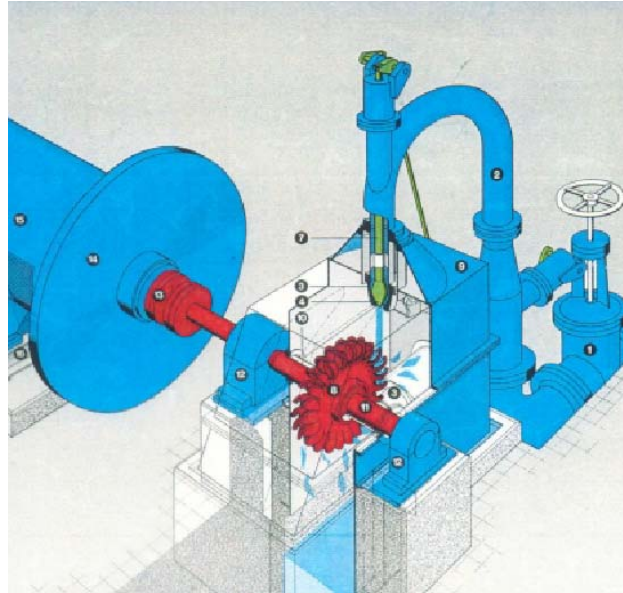


Figure 5.5 Turbine Pelton (haute chute)

Hydraulienne

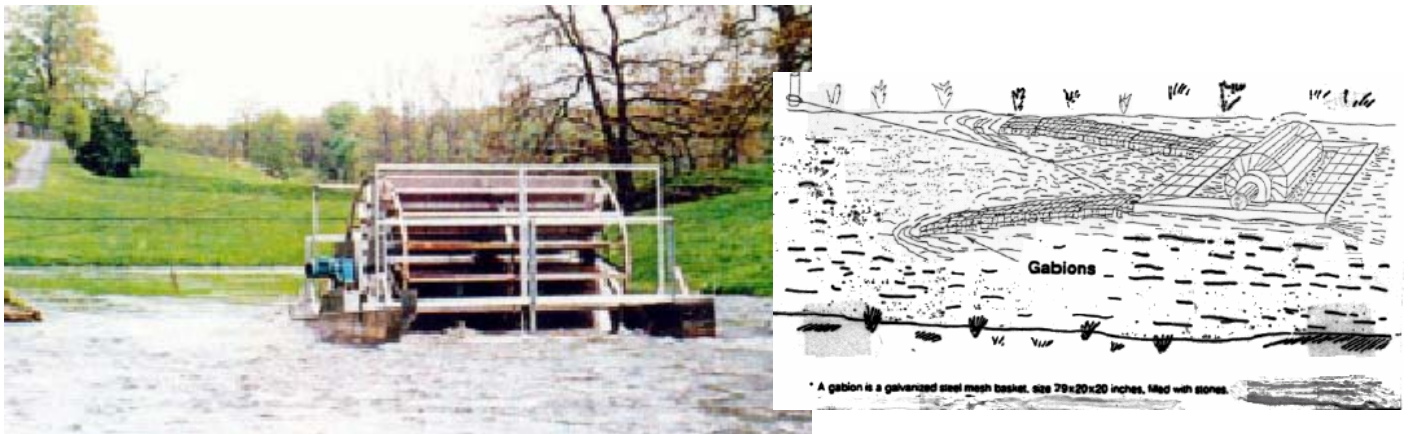


Figure 5.6 Prototype de microcentrale (Rutten)

Une hydraulienne est une turbine sous-marine (ou subaquatique, ou posée sur l'eau et à demi immergée) qui utilise l'énergie cinétique des courants marins ou de cours d'eau, comme une éolienne utilise l'énergie cinétique de l'air.

La turbine de l'hydrolienne permet la transformation de l'énergie hydraulique en énergie mécanique, qui est alors transformée en énergie électrique par un alternateur.

Centrale flottante

Ce type de centrale est un dérivé de l'hydraulique et est à l'état de prototype sur la Meuse en Belgique. Elle fonctionne comme un bateau, que l'on fixe grâce à des plots et que l'on peut dévisser et ranger le long du quai lorsqu'il y a de fortes crues. Cette centrale flottante est équipée de six turbines pour une puissance de 2 MW.



Figure 5.7 Centrale des Grosses Battes²

Microcentrale à vis sans fin

Le domaine de la petite hydraulique, donc sur petits cours d'eau, se développe. Mais il existe alors un risque important d'affectation de l'environnement. La microcentrale à vis sans fin (figure 5.8) a divers avantages. Citons les principaux :

- Tout d'abord, la vis n'affecte pas la faune marine. Les poissons passent aisément sous la vis, celle-ci ne les broie pas.
- Son entretien est facilité puisque la vis laisse passer bien plus de débris sans s'obstruer.

² Source : <http://www.trekearth.com/gallery/Europe/Belgium/Wallonia/Liege/Chenee/photo204953.htm>

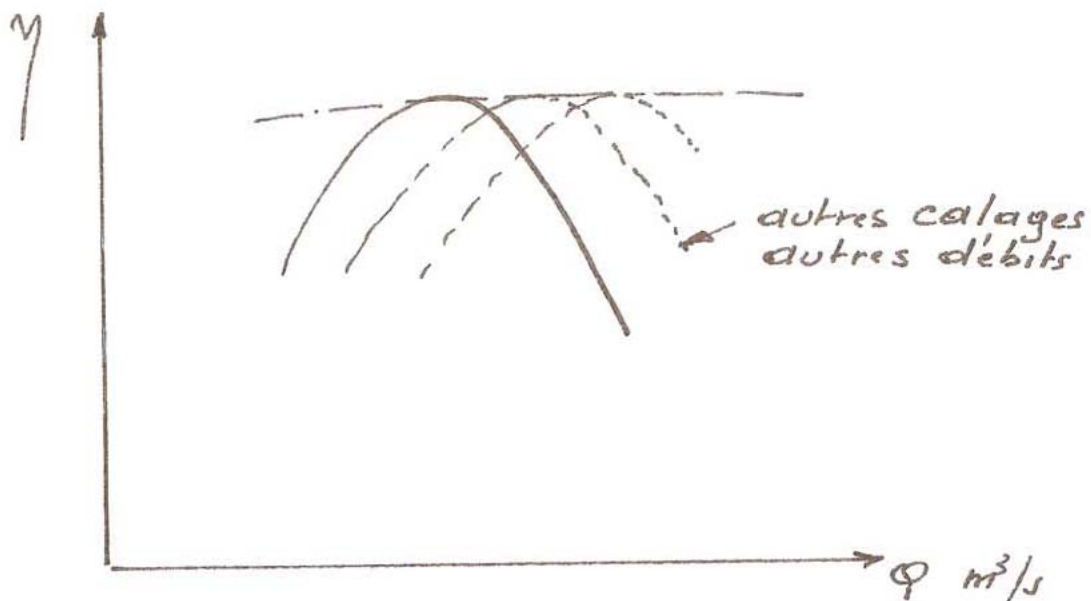
- Elle n'affecte que peu les courants et fonctionne pour un débit d'eau largement variable.
- Elle est relativement simple à installer.
- De plus, son rendement est légèrement supérieur aux turbines et roues classiques.



Figure 5.8 Microcentrale à vis sans fin³

5.3 Choix d'une turbine

Comme dit plus haut, la turbine Kaplan est souvent choisie pour les usines au fil de l'eau dans les voies navigables. Cela est dû à sa constance du rendement en fonction du débit et pour son aptitude à absorber les déchets.



³ Source : <http://parlonsenergie.wordpress.com/>

Le constructeur dispose d'une infinité de possibilités. Selon sa philosophie, son « feeling », il fera le choix que nous pourrions résumer comme suit :

Grande vitesse linéaire → petit Ø de turbine

Petite vitesse linéaire → grand Ø de turbine

En vue d'avoir des turbines « fish friendly », il faut choisir (volontairement) des petites vitesses linéaires.

a) *Vitesse débitante*

Cette vitesse est un paramètre déterminant pour le transit du poisson.

$$V_1 = Q/S_t \quad (5-1)$$

Où Q = débit m^3/s

S_t = section nette au droit de la turbine

Selon le constructeur V_1 varie de 7 à 12 m/s. A titre indicatif, la société liégeoise Rutten S.A. a choisi une vitesse variant de 5 à 6,5 m/s selon le site.

La vitesse débitante donne une bonne image du gradient de pression $\Delta P/\Delta t$ dans la turbine. De nos jours, ce gradient doit être le plus faible possible.

La mortalité des poissons en dépend car leur organisme ne supporte pas les grandes variations de pression.

b) *Vitesse périphérique V_2*

En général, elle varie de 18 à 23 m/s.

Pour les turbines chez Rutten, ils ont choisi des vitesses largement plus faibles, comprises entre 10,5 et 13,50 m/s.

Une grande vitesse périphérique donnera un choc important.

En effet, le choc est proportionnel au carré de V_2 ($V_2 = \frac{\pi D N}{60}$)

A titre de comparaison, vous trouverez ci-après les vitesses périphériques et débitantes des machines construites sur la Meuse, de Namur à Lixhe.

Années	Sites	Ø turbine (m)	N tr/min.	Q débit par turbine m^3/s .	V_1 Vitesse périphérique m/s.	V_2 Vitesse débitante m/s.
1954	Monsin	5,60	65,20	150	19,11	8,12
1954	Ivoz	4,65	75	95	18,26	7,40
1965	Ampsin	3,60	97,50	67,50	18,37	9,59
1980	Andenne	3,55	115,40	70	21,45	9,17
1980	Lixhe	3,55	120	85	22,30	11,10
1988	Grands-Malades	2,60	132	42	18	10,55

c) Paramètres constructifs

Les turbines Rutten sont du type Straight Flow, sans coude.

Ils exploitent des petits Δh , entre 1,6 et 3 mètres, avec de gros débits.

Il faut savoir qu'un coude à 90° donne une perte de 20 à 30 cm. De même, deux coudes à 90° donnent 40 à 60 cm, ce qui est totalement inacceptable en basse chute.

Aux Grosses Battes (Chênée), par exemple, il y a un coude « rond carré » et un coude à 45° .

Pour réduire au maximum la perte, nous avons opté pour des grands diamètres, la perte est proportionnelle à $U^2/2g$.

Les aspirateurs auront une perte très réduite si on les construit avec un angle compris entre 7° et 8° .

L'aspirateur des Grosses Battes a un angle vu de l'extérieur de 45° . Dans la réalité, l'aspirateur est divisé en 6 venturis de $7^\circ 30'$.

Les pertes totales aux Grosses Battes ne dépassent pas 0,40 m à 3 m de chute.

Il s'agit des pertes cône d'entrée + distributeur (5 %) + turbine + aspirateur + $U^2/2g$ à la sortie de l'aspirateur + pertes linéiques.

En ce qui concerne la turbine elle-même, les aubages peuvent être réalisés en acier coulé, en fonte, en bronze, en inox, en bronze d'aluminium.

Le moins cher est l'acier coulé et le plus cher est le bronze d'aluminium.

Les aubages coulés sont soit simplement polis ou usinés en 3D avec une machine CNC à 6 axes. Lorsqu'il y a danger de cavitation, il est préférable d'usiner les aubages.

Pour le bronze d'aluminium, le σ rupture flexion est de 670 N/mm^2 . Le bronze d'aluminium est beaucoup plus résistant que le bronze d'étain classique.

Les turbines usinées ont des rendements très élevés. Ainsi, il y a 95,5 % de rendement « turbine » aux Grosses Battes.

Remarque :

La tendance actuelle est de construire des moyeux aussi petits que possibles.

$$\text{En 1954, } m = \frac{\phi_{\text{moyeu}}}{\phi_{\text{turbine}}} = 0,65$$

En 1988, $m = 0,54$ à Grands Malades

Sur la Meuse, Rutten S.A. a opté pour $m = 0,3$.

Cela représente toutefois un inconvénient : les turbines sont plus difficiles à usiner (proche du moyeu).

5.4 La cavitation

Le phénomène est bien connu des turbiniers.

Lorsque l'on aspire un liquide dans un conduit on crée une dépression, si cette baisse de pression fait descendre la pression du liquide au-dessous de sa pression de vapeur saturante, le liquide se met en ébullition. (Production de vapeur) On appelle ce phénomène la cavitation.

Ces baisses de pressions au dessous de la pression de vapeur saturante peuvent être très localisées par exemple sur les extradados des profils immergés ou dans les zones rétrécie de dispositif de pompage. Bernoulli nous dit que l'accélération du fluide génère une baisse de pression....

Ce phénomène est très dangereux et peut détruire les machines en quelques mois, surtout dans le cas des turbines acier.

Le profil lui-même est en cause mais c'est aussi la trop grande dépression qui amène le phénomène. Un mauvais calage du distributeur ou une réduction trop importante du débit entraîne inévitablement de la cavitation, surtout en basse chute.

Pour y remédier, Rutten S.A. a calculé (avec l'ULg., Professeur Léonard) un profil idéal pour la famille des turbines « basses chutes ».

Il s'agit de calculer partout, en tout point, par éléments finis, les pressions absolues sur l'intrados et l'extrados.

Il y a lieu de ne pas descendre en-dessous de la tension de vapeur de l'eau. Il faut, dans tous les états de débits, contrôler cette pression.

Les courbes à $R = \text{constante}$ ont toutes la même allure (figure 5.7).

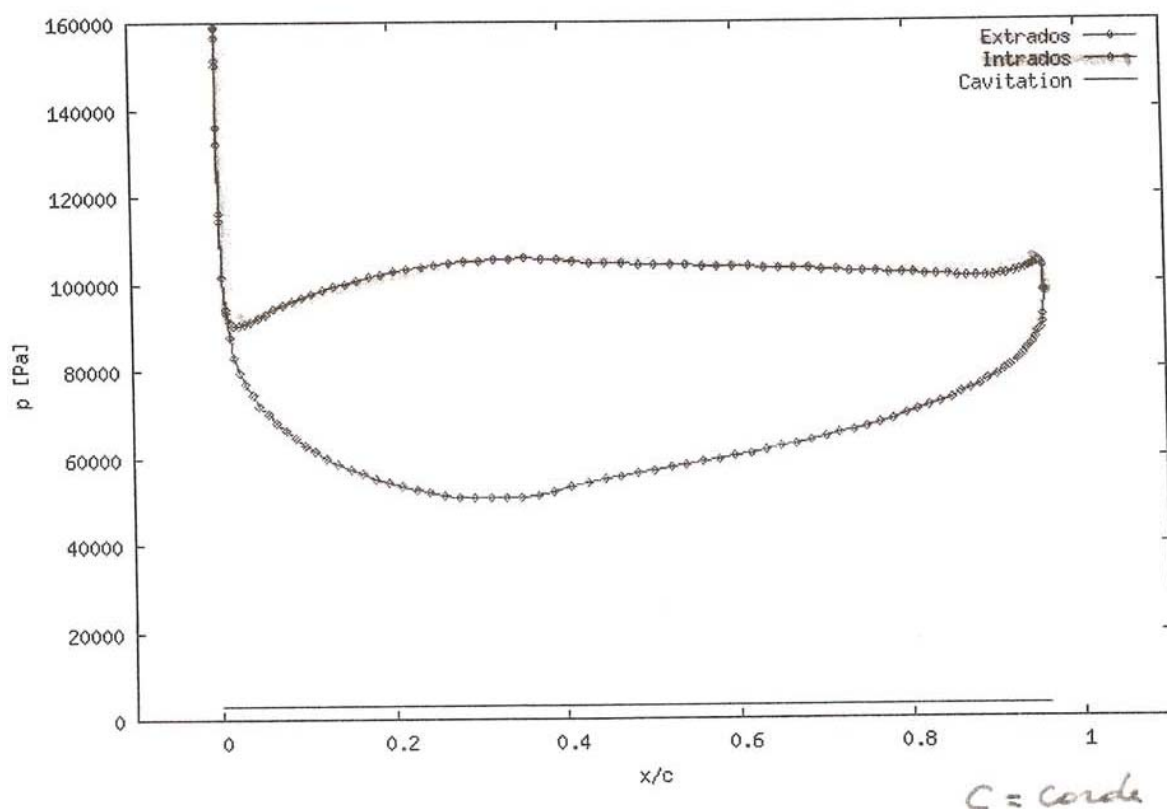


Figure 5.9 Courbe cavitation [1]

Ces courbes dépendent du profil NACA choisi. C'est quasi un métier que de choisir un NACA parmi plus de 1000 profils classifiés. La solution, celle qui évite la cavitation, est en

fait un système itératif jusqu'à obtention d'un résultat satisfaisant, une turbine non cavitante dans tous les cas de figure.

5.5 Aspect économique

Les turbines basses chutes n'ont en général pas pour but d'alimenter en énergie les localités environnantes, mais plutôt de fournir l'énergie nécessaire au fonctionnement du barrage et de l'écluse d'un site considéré.

Equation : $\text{Energie} = \text{Puissance kW} \times \text{Temps (heure)} = \text{kWh}$ Prix = 1kWh = 0.12 €

Exemple : Centrale de 50 kW (Pour info, centrale des Grosses Battes = 500kW) qui produit pendant 1 an = $360 \times 24 = 8.640$ heures rapporte $0.12 \text{ €} \times 8.640 \times 50 = 51.840 \text{ €}$

De plus, l'énergie hydroélectrique est une énergie à coût de production très faible qui s'inscrit dans une logique de développement durable.

5.6 Références

[1] *Centrales hydroélectriques*, séminaire de Mr Rutten, ULG, 2009.

[2] *Génie de l'environnement, Hydroélectricité*, A.Lejeune, ULG, 2005.

[3] Wikipedia

[4] www.mecaflux.com

6 Les écluses de navigation

6.1 Généralités

Dans les rivières canalisées et dans les canaux, il faut des ouvrages spéciaux, appelés écluses [1], pour permettre aux bateaux de franchir les chutes (figure 6.1). On peut aussi avoir recours à un ascenseur hydraulique ou un plan incliné.

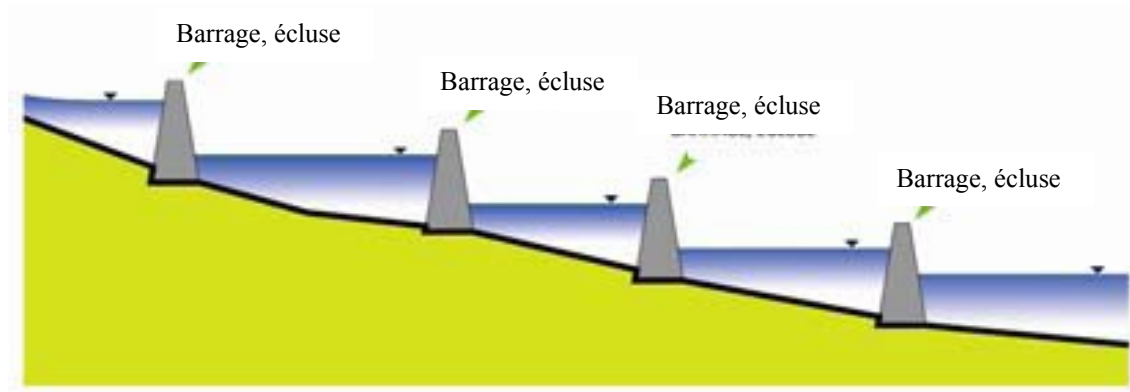


Figure 6.1 Profil en long d'une rivière

On peut classer les écluses en deux grandes catégories : les écluses fluviales et maritimes. Ce chapitre se focalise principalement sur les écluses fluviales mais donnera toutefois quelques précisions sur les écluses maritimes.

Les écluses fluviales (canal, rivière) peuvent être liées à des chutes fort variables (de 2 à 40 m). Une économie d'eau doit parfois être envisagée.

Les écluses maritimes (figure 6.2) sont constituées de grands sas, mais la chute est limitée à des hauteurs inférieures à 8 mètres (conditionnées par l'importance de la marée). Les sollicitations peuvent s'inverser suite aux marées. De même, ces écluses sont confrontées à la problématique de la gestion des eaux salées, susceptibles de contaminer l'eau douce (voir § 6.14).

Le type d'ouvrage le plus approprié pour la navigation est l'écluse à sas : elle constitue une capacité intermédiaire, entre les biefs d'amont et d'aval, qui peut être mise successivement en communication avec eux.



Figure 6.2 Ecluse de Zeebruges

Le niveau de l'eau dans le sas varie donc entre ceux d'amont et d'aval, et, dans ce mouvement, fait monter ou descendre les bateaux qui sont dans le sas. Un tel ouvrage comporte le sas et les deux têtes.

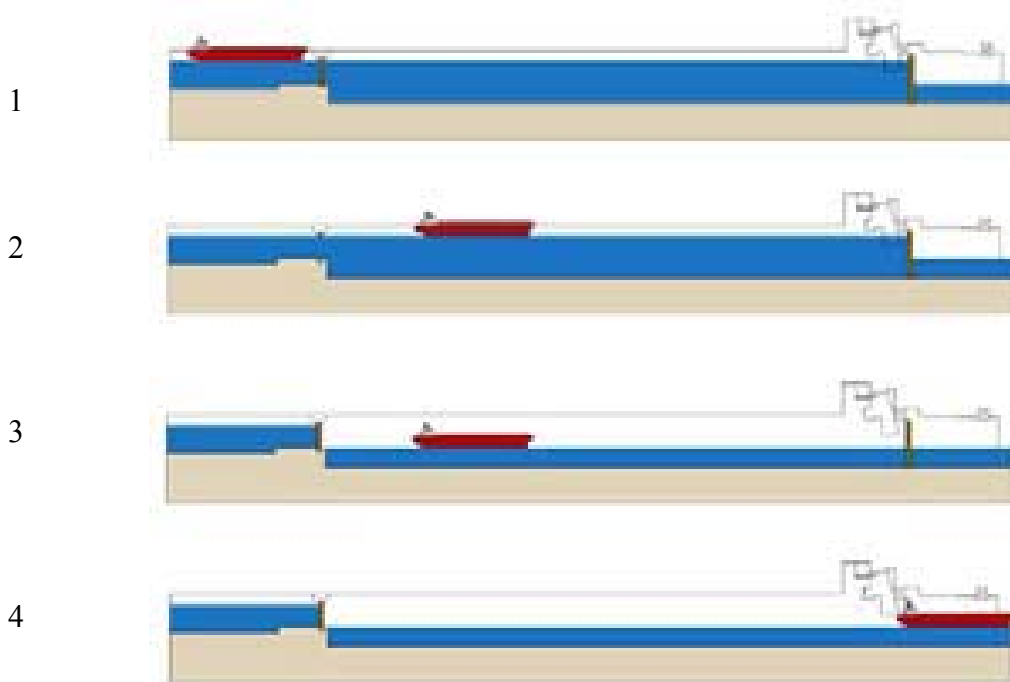


Figure 6.3

1. Lorsqu'un bateau descend la voie navigable, il se présente à l'écluse côté amont, là où le niveau d'eau est le plus élevé.
2. Il franchit la porte amont pour entrer dans le sas et s'avance jusqu'aux poutres de choc aval, la porte aval étant fermée.
3. Après amarrage du (des) bateau(x) aux bollards, la porte amont se referme. Les vannes des aqueducs de l'écluse s'ouvrent : l'eau s'évacue rapidement sans créer si possible trop de remous (selon le principe des vases communicants), le sas se vide, le bateau descend doucement.

4. Lorsque le niveau d'eau atteint celui de l'aval, les vannes se referment, la porte aval s'ouvre alors, laissant le bateau reprendre son chemin.

Les caractéristiques géométriques principales d'une écluse à sas sont la hauteur de chute et la superficie du sas ; leur produit représente le volume d'eau de la sassée. A chaque éclusée, on envoie, du bief amont dans le bief aval, un volume d'eau égal à la sassée, c'est la consommation d'eau par éclusage. Pour réduire la consommation d'eau, il y a avantage à réduire la sassée, par réduction de la hauteur de chute ou de la superficie du sas. Mais les écluses retardent la navigation et, dans son intérêt, il est désirable pour réduire le nombre d'écluses, d'augmenter les chutes, et pour améliorer le rendement des écluses, augmenter la superficie des sas. Les dimensions horizontales du sas sont déterminées par le matériel de navigation de la voie d'eau et le trafic escompté.

Les écluses pour un seul bateau doivent pouvoir contenir le plus grand bateau autorisé à circuler sur la voie, en gardant une certaine aisance. Le dimensionnement des écluses pour trains de bateaux est plus complexe ; il dépend de la disposition des bateaux dans l'écluse, qui peuvent éventuellement se mettre bord à bord. Cependant, si le but recherché dans l'éclusage des trains est l'augmentation du rendement, il y a intérêt à ne pas décomposer ni modifier le train à écluser. Les écluses longues, sont sous ce rapport, préférables aux écluses larges. Les aisances permettant le mouvement aisé des bateaux sont au minimum les suivantes :

Navigation intérieure	Largeur des deux côtés	Profondeur	Longueur
1. <u>Ecluses de canal</u>			
a. pour bateau isolé	2x0,50 m	0,5 à 1 m	2 m = 2x1 m
b. pour train	2x1 m	0,5 à 1 m	5 m = 2x2,5 m
2. <u>Ecluses de rivière</u>			
a. pour bateau isolé	2x1 m	0,5 à 1,5 m	3 m = 2x1,5 m
b. pour train	2x1,5 m	0,5 à 1,5 m	9 m = 2x4,5 m

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1 Aisances [1]

La profondeur d'eau au-dessus des points les plus saillants des têtes amont doit être supérieure à l'enfoncement maximum des bateaux d'une quantité suffisante (aisance). Cette surprofondeur n'augmente pas la consommation d'eau par éclusage.

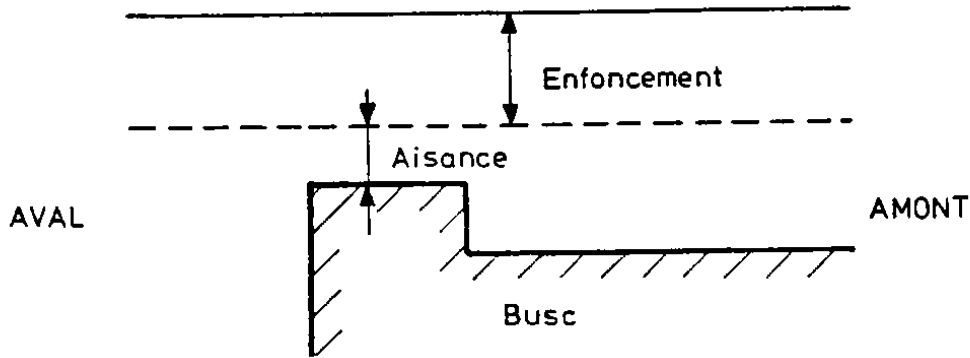


Figure 6.4

Lorsque la navigation ne se fait pas régulièrement en trains de bateaux (convois poussés) de composition standardisée ou que les tonnages des bateaux sont très divers, on peut, pour proportionner la consommation et la durée de l'éclusage au tonnage éclusé, diviser le sas par des portes intermédiaires ou accoler plusieurs écluses, souvent deux (figure 6.6 – schémas 5 et 6), parfois plus.

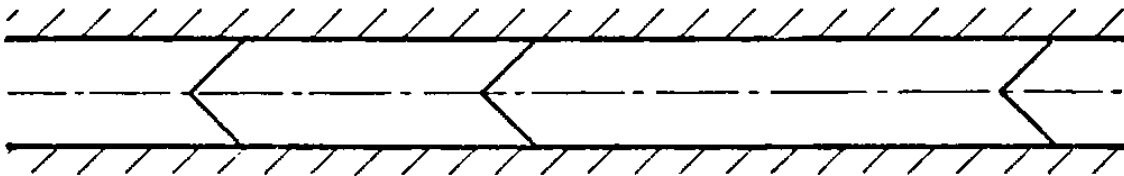


Figure 6.5 Portes intermédiaires

Cette dernière solution est surtout applicable si les convois poussés sont peu importants et si le type des bateaux est peu variable.

Les sas peuvent servir de bassin d'épargne l'un à l'autre, et la consommation est réduite ; le système convient bien pour les canaux. Les écluses doubles sont à grand rendement (figure 6.6 – schéma 6).

Le dédoublement d'une écluse peut se faire après coup lorsque la capacité est devenue insuffisante pour le trafic.

Si les convois poussés sont plus importants et de composition plus variable et si la consommation d'eau joue un rôle moindre (rivières), on préfère les écluses pour trains de bateaux ou en tandem, c'est-à-dire de grande longueur à porte intermédiaire (figure 6.5), ce qui n'empêche pas que les écluses accolées puissent être utiles, notamment pour le passage des bateaux isolés : remorqueurs, autoporteurs, vedettes, plaisance...

La figure 6.6 montre divers types d'écluses :

Schéma 1 : écluse simple

Schéma 2 : écluse à bajoyers inclinés

Schéma 3 : écluse puits ou écluse à mur de masque (écluse à hauteur de chute importante dont le sas est fermé, au droit de la tête aval, par un mur transversal réservant le tirant d'air requis pour la navigation)

Schéma 4 : écluse avec porte intermédiaire (écluse permettant la réalisation de trois sas de longueur différente, utilisés en fonction du trafic et de la nécessité de limiter la consommation d'eau)

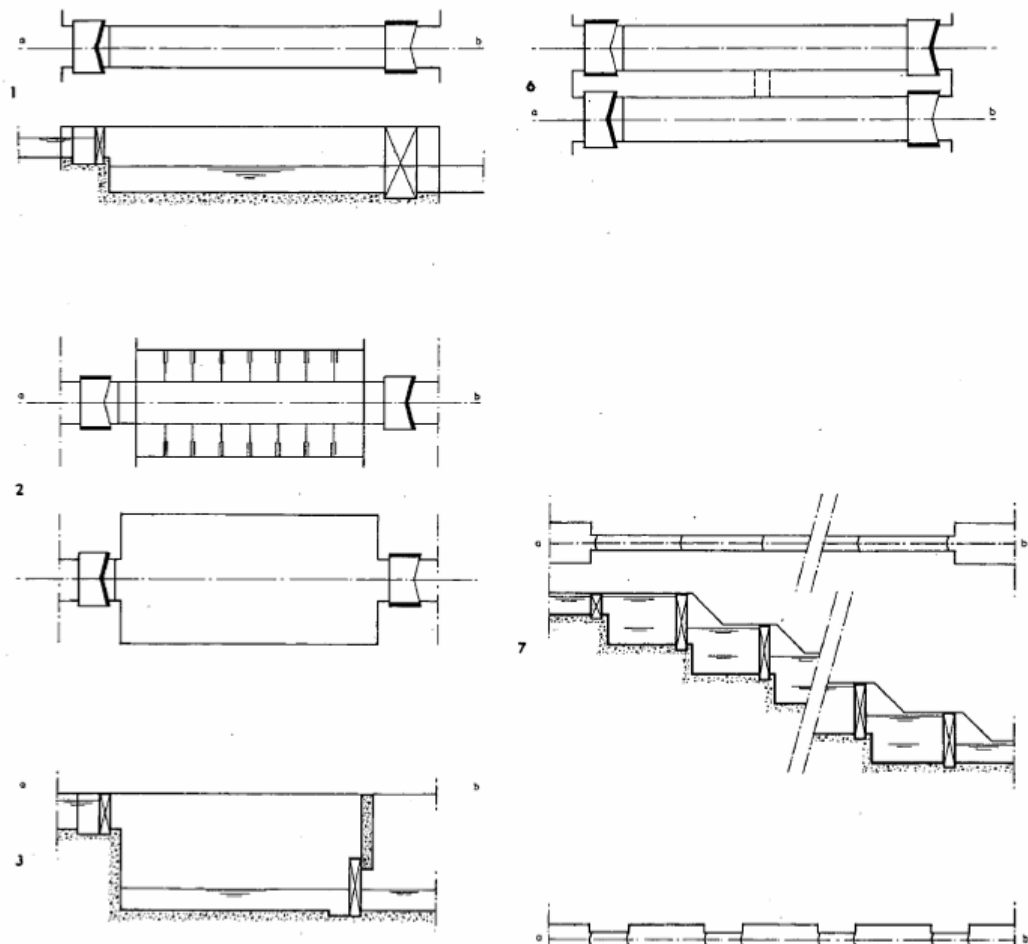
Schéma 5 : écluses accolées (groupe d'écluses de même hauteur de chute mais souvent de tailles différentes)

Schéma 6 : écluses doubles à sas (écluses accolées de mêmes dimensions caractéristiques) avec by-pass pouvant permettre l'économie d'eau

Schéma 7 : échelle d'écluses (écluses en série, de mêmes dimensions caractéristiques, la tête aval de l'une constituant la tête amont de la suivante)

Schéma 8 : échelle d'écluses indépendantes (série d'écluses de mêmes dimensions caractéristiques, séparées par des biefs très courts, permettant le croisement des bateaux montants et avalants)

Schéma 9 : écluse de garde (écluse à tête unique située à l'embouquement d'un canal dans une rivière, ouverte en temps normal, fermée en période de crue)



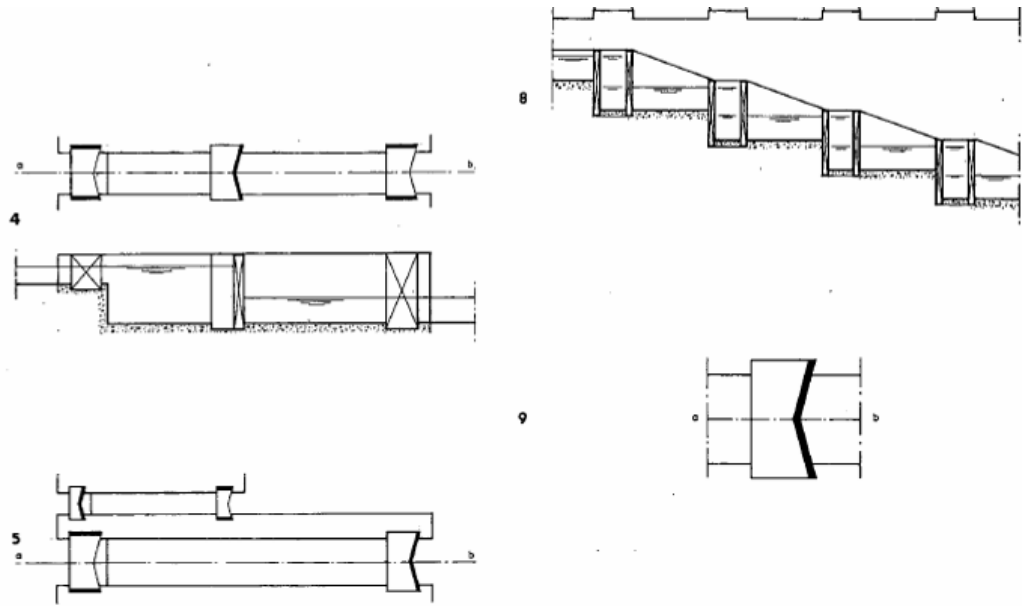
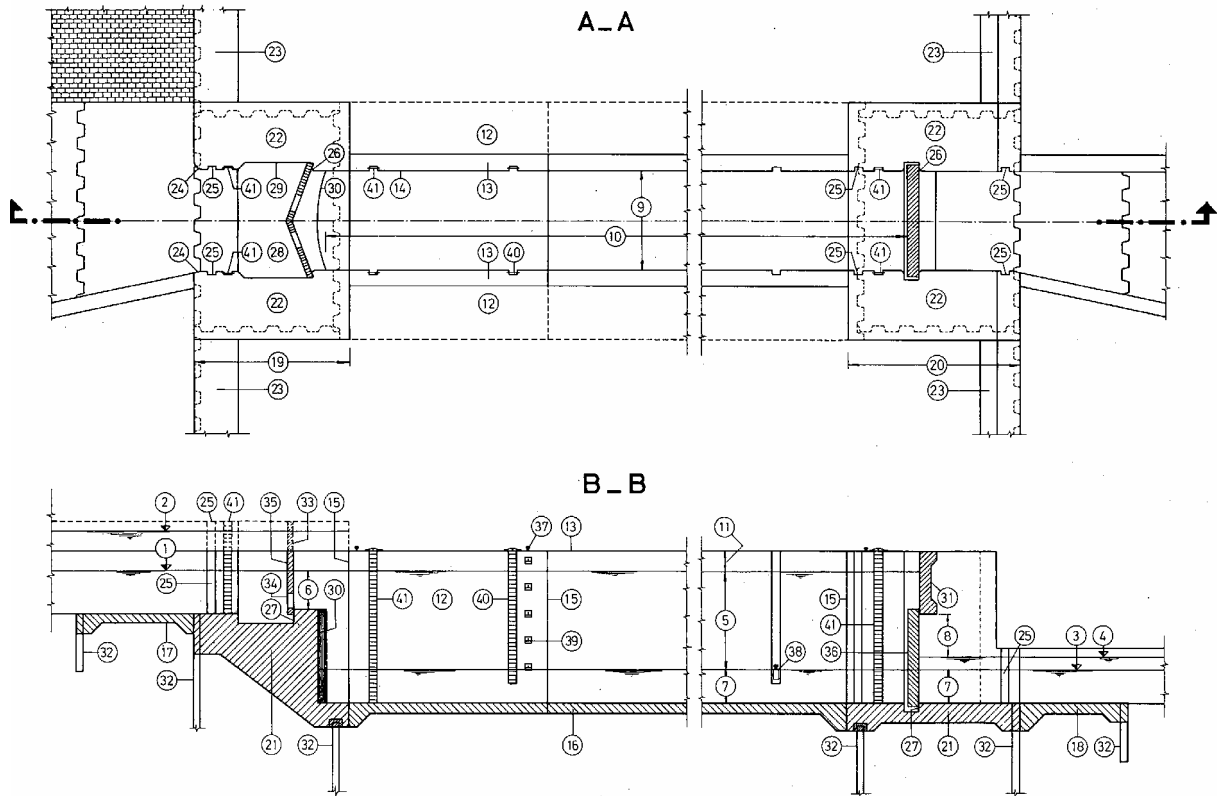


Figure 6.6 Différents types d'écluses

Les extrémités des écluses qui contiennent les bouchures (portes), portent le nom de têtes d'amont et d'aval. Elles sont terminées par des murs en retour dont les angles, arrondis pour faciliter l'entrée des bateaux portent le nom de musoirs.

Dans les murs de têtes, à l'extérieur des portes et toujours de part et d'autre, il y a des rainures ou feuillures pour l'appui des fermetures de secours (batardeaux). Si la fermeture se fait par portes busquées, c'est-à-dire à deux vantaux verticaux arc-boutés, les murs contiennent des enclaves pour le logement des portes en position ouverte, sans saillie sur les parements. Le fond de la tête et du sas est le radier. Il est limité, du côté aval par un seuil qui est en chevron et porte le nom de busc, en cas de portes busquées ; du côté amont par une plate-bande. Entre le busc et la plate-bande se trouve un approfondissement correspondant aux enclaves et qui est la fosse de la porte. La sortie en aval de la porte aval s'appelle chambre de fuite. En aval du busc amont, commence le sas dont le plafond est généralement plus bas que la tête amont. Le mur vertical qui réunit les deux radiers est le mur de chute. Dans les écluses en rivière de faible chute, il n'existe pas. Les parois latérales portent le nom de bajoyers. Le terrain voisin de l'écluse arasé au niveau de la tablette de couronnement des bajoyers et portant les dépendances de l'écluse est le terre-plein. Les écluses bien équipées comportent de multiples accessoires destinés à faciliter l'éclusage et la circulation du personnel.

La figure 6.7 montre les constituants d'un sas.



Ecluse à sas

AA Plan.

BB Coupe longitudinale.

Données caractéristiques

1. Niveau de flottaison du bief amont.
2. Niveau de flottaison maximum du bief amont.
3. Niveau de flottaison du bief aval.
4. Niveau des plus hautes eaux navigables.
5. Hauteur de chute.
6. Mouillage sur busc amont.
7. Mouillage sur busc aval.
8. Tirant d'air entre les plus hautes eaux navigables aval et le mur de masque.
9. Largeur utile du sas.
10. Longueur utile du sas.
11. Revanche.

Sas

12. Bajoyer.
13. Couronnement.
14. Arête de couronnement.
15. Joint de dilatation.
16. Radier du sas.
17. Avant-radier.
18. Arrière-radier.

Têtes d'écluse

19. Tête d'amont.
20. Tête d'aval.
21. Radier de tête.
22. Bajoyer de tête.
23. Mur en retour.
24. Musoir.
25. Rainure pour batardieu.
26. Appui de porte (battée); dans le cas de portes busquées: chardonnet.
27. Busc (seuil).
28. Chambre de porte.
29. Enclave de porte.
30. Mur de chute.
31. Mur de masque.
32. Parafouille.

Portes

33. Porte amont.
34. Ventelle.
35. Porte de garde.
36. Porte aval.

Équipement des bajoyers

37. Bollard de couronnement.
38. Bollard flottant.
39. Organeau (bollard encastré).
40. Echelle et rainure d'échelle.
41. Echelle d'extrémité.

Figure 6.7 Constituants d'un sas

6.2 Principes de base pour la conception d'une écluse

Afin de concevoir une écluse, il convient de se poser quelques questions, qui sont détaillées ci-après.

1. Une écluse, pourquoi faire ?

- Définir les Objectifs de l'écluse et de la voie navigable concernée.
- Définition des CRITERES DE CONCEPTION

2. Quelles sont les impositions, restrictions, limitations et impératifs impactant sur la conception ?

Intégration dans une voie navigable existante (gabarit) ayant ses propres objectifs,....

Les critères et objectifs de conception sont les suivants :

- a. Durée du franchissement de l'écluse
- b. Mouvements dans le sas et efforts d'amarrage
- c. Ressource hydrodynamique (économie...), eau salée
- d. Impact environnemental dans les biefs
- e. Life cycle Cost (construction, exploitation, maintenance)
- f. Réduction des arrêts de fonctionnement (maintenance)
- g. Minimisation des impacts sur la navigation et communautés locales durant la construction

3. Place de l'écluse dans la voie navigable ?

Rivière :

Navigation → écluse → barrage mobile
→ énergie → échelle à poissons
Energie → barrage → écluse
→ échelle à poissons

Canal:

Navigation → Ecluse → Echelle à poissons

Le choix du type d'écluse est caractérisé par :

- A. Mode de sasement
- B. Type de Structure (radier, bajoyer, en U...)
- C. Mode de construction (à sec, préfabrication, ...)

Le choix du type d'écluse implique une relation complexe entre :

- Les dimensions du sas (bateaux)
- La chute
- Durée du sasement
- Le coût

- Ressources en eaux disponibles
- Les exigences attendues (plan d'eau,...)
- L'existant (écluses actuelles, plan directeur,...)

Les paramètres de choix sont donc:

- Techniques (scientifiques),
- Expérience des décideurs,
- Contexte local (voie navigable existante avec ses antécédents)

Chaque projet est unique, il n'existe pas de règle absolue

Il convient de réaliser des études coûts/bénéfices et de dégager les avantages et inconvénients via une analyse multicritère.

Une écluse nécessite également toute une série d'aménagements (garages pour les bateaux en attente, etc.) qui doivent s'étudier dès le stade de la conception. Nous en décrivons certains aspects dans les lignes qui suivent (figure 6.8). Pour plus de détails, l'étudiant consultera les références [1], [2] et [3].

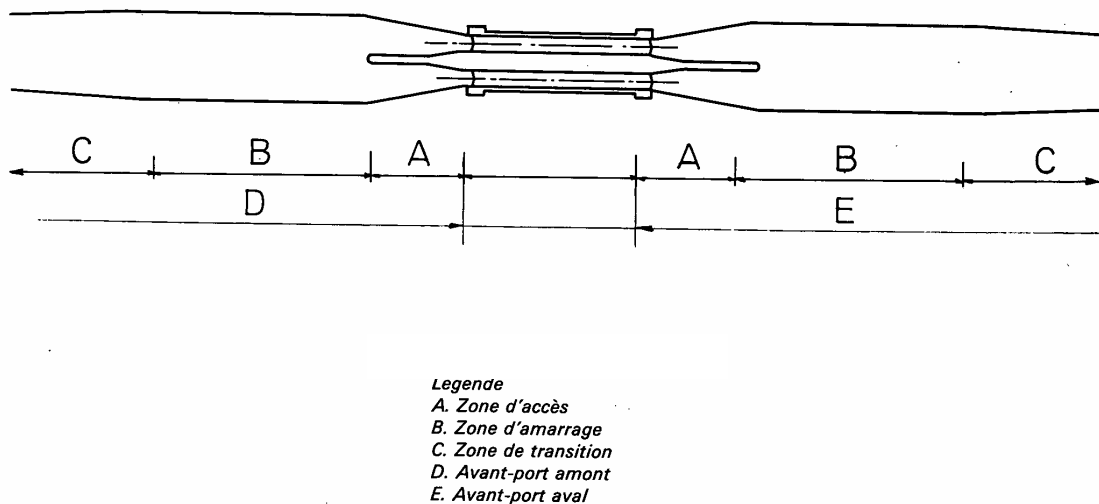


Figure 6.8 Disposition des avant ports

Les avant-ports des écluses font partie intégrante du complexe. Ils sont aménagés, tant dans le bief amont que dans le bief aval, en liaison avec les têtes dans le but de faciliter les opérations d'éclusage. Un avant-port est subdivisé en une zone d'accès à l'écluse, une zone d'amarrage et une zone de transition.

La zone d'amarrage et la zone d'attente sont situées le plus près possible des têtes de l'écluse. De cet endroit, l'écluse doit être accessible en un temps minimum.

L'aménagement des avant-ports a une influence considérable sur la capacité du complexe d'écluses. Ce point doit être pris en considération dès l'étude du projet. Les dimensions, la conception de la structure et de l'équipement des avant-ports dépendront des conditions

locales. Les éléments à considérer sont les suivants : volume du trafic, implantation de l'écluse, types de bateaux, programme d'exploitation, caractéristiques de l'ouvrage, type de voie d'eau, éventuel régime particulier des courants,...

Les avant-ports doivent être conçus de façon que les bateaux sortant de l'écluse puissent naviguer en toute sécurité à proximité des autres bateaux restant en attente d'éclusage, si possible sans changement de route. Pour les bateaux entrants, il est nécessaire de placer les postes d'amarrage en dehors des chenaux de navigation de sorte que ces bateaux ne stationnent pas devant les entrées des écluses et ne perturbent pas le trafic.

A moins que d'autres dispositions doivent être prises en fonction de conditions particulières, les zones d'amarrage doivent permettre au minimum l'amarrage, l'un derrière l'autre :

- de deux bateaux-types, dans le cas d'écluses courtes ;
- de deux convois poussés ou des éléments d'un train remorqués et d'un bateau-type, dans le cas d'écluses longues.

Par ailleurs, il faut prévoir une zone séparée pour les bateaux transportant des cargaisons dites dangereuses.

La zone de transition entre l'avant-port et l'écluse doit être conçue de sorte que les bateaux en attente puissent entrer aisément dans l'écluse. Pour faciliter l'entrée, il est nécessaire de prévoir un mur-guide. La structure de ce mur est, en général, fermée ou ouverte, symétrique en forme de trompette, avec des angles ou des arrondis.

Un angle faible entre l'alignement des murs-guide et l'axe de l'écluse facilite le guidage pour les bateaux entrant dans l'écluse, tandis qu'un angle plus grand réduit la distance à parcourir par les bateaux entre le poste d'attente et le sas de l'écluse.

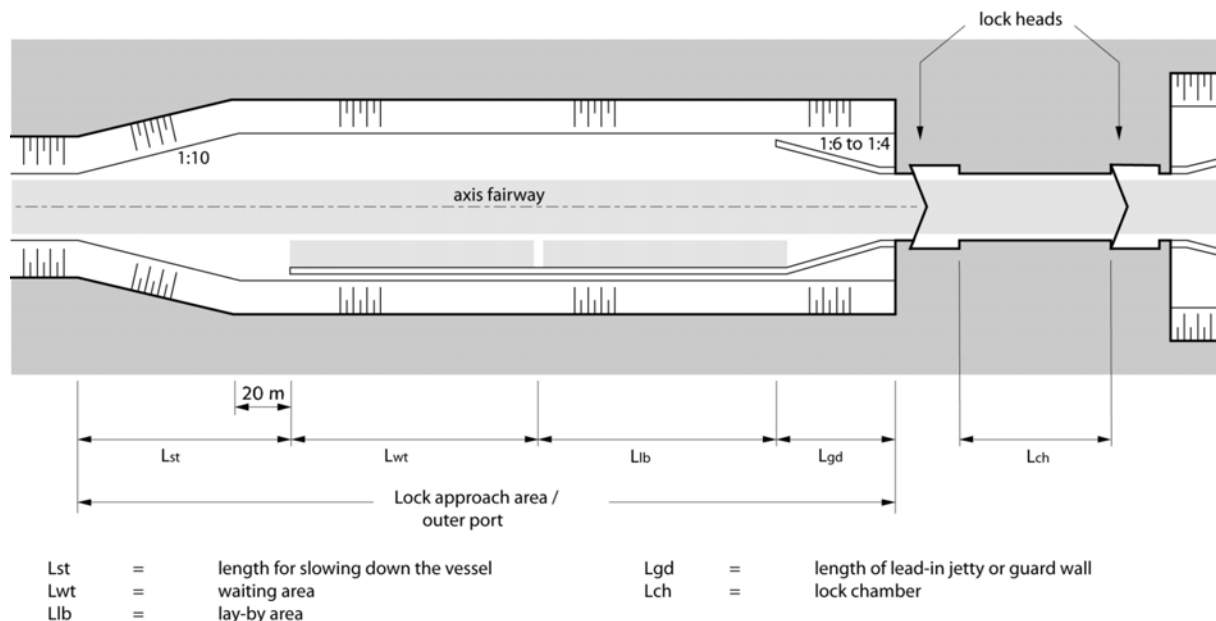


Figure 6.9 Avant-port d'une écluse

L'écluse doit être conçue de façon à pouvoir gérer l'intensité du trafic, sans quoi un temps excessif d'attente (et les coûts associés) va en résulter. Idéalement, l'écluse parfaite devrait être telle que les bateaux n'ont pas de temps d'attente. Une écluse de ce genre serait bien sûr trop coûteuse. Il faut donc trouver un bon compromis entre l'accroissement du nombre de sas ou l'agrandissement de leurs dimensions et le coût d'attente qui résulte d'une capacité inférieure au trafic.

En règle générale, on dispose de suffisamment d'informations liées au trafic fluvial afin de réaliser le design d'une écluse.

Les données suivantes sont requises afin que ce design soit correct :

- les variations (journalières, hebdomadaires, et.) d'intensité du trafic ;
- le type de bateaux (plaisance, barge, ...) ainsi que leur distribution ;
- la fréquence des transports spéciaux et des bateaux transportant des matières dangereuses ;
- l'équilibre (ou non) entre le trafic en amont et en aval.

En plus de l'étude des données existantes, il est impératif d'établir des prévisions pour le futur, vu la durée de vie d'une écluse.

L'intensité du trafic peut être combinée avec les données sur les dimensions et le tonnage des navires. En conséquence, l'intensité du trafic peut par exemple s'exprimer en terme de m^3/h qui franchissent l'écluse. L'expression en tonnage par heure est utile dans le cadre de l'évaluation économique du projet. Pour le design de l'écluse, il convient de connaître la capacité de l'écluse en heures, m^3 et en $m^3/heures$. Dans le cas d'une écluse existante, la comparaison entre la capacité existante et celle nécessaire suffit à déterminer si l'écluse est de taille suffisante pour relever les défis futurs. Si la capacité n'est pas suffisante, il faut déterminer les besoins en terme de durée du cycle de l'écluse comme on le ferait dans le cadre d'un nouveau projet.

Le sujet de l'implantation se considère à deux niveaux :

a) Arrangement des structures de l'écluse

Il faut étudier toutes les fonctions de l'écluse pour déterminer les composants nécessaires. Le résultat qualitatif (Quoi ?) a besoin d'une quantification (Combien ? Quelle largeur ?) afin de débiter l'arrangement des structures, en d'autres mots afin de produire le plan d'implantation du complexe éclusier.

Dans un premier temps, en vue de réaliser une première esquisse, le fait de connaître le nombre de sas est plus important que de connaître les dimensions exactes. Afin de déterminer le nombre de sas en première approche, les règles suivantes peuvent s'appliquer :

- pour la navigation intérieure : un sas a une capacité de 5 à 10 000 sasements par an (pour les deux sens)
- pour les écluses maritimes, un sas a une capacité de 2500 à 5000 mouvements annuels.

b) Positionnement de l'écluse

En supposant qu'une première esquisse d'implantation est disponible, l'étape suivante consiste à intégrer l'écluse et les zones d'attente à l'environnement. Les manœuvres d'approche des bateaux doivent être avec le moins d'à coups possibles. Il convient aussi de préciser si une ligne de guidage est nécessaire.

La classification des voies navigables a été donnée à la page 1-5. Généralement, la variété des bateaux (et de leurs dimensions) passant dans les écluses maritimes est assez large. C'est sans doute la raison pour laquelle il n'existe pas de tableau du même style pour les bateaux provenant de la mer.

Vu que les conditions de navigation en mer sont plus compliquées que pour la navigation intérieure, il est recommandé d'employer la simulation pour déterminer la taille du sas. Naturellement, il faut qu'on dispose d'un jeu de données initiales de largeurs et longueurs. On préconise de procéder de la façon suivante :

- Définir le bateau dimensionnant qui serait capable de franchir l'écluse ;
- Supposer qu'un minimum de sas suffit d'un point de vue capacité de trafic ;
- La longueur du sas est approximativement égale à 1.1 fois celle du bateau dimensionnant ;
- La largeur est 1.25 fois celle de la largeur (« beam ») du bateau dimensionnant.

Dans le cas où le sas est conçu pour accueillir deux bateaux, que ce soit en largeur ou en longueur, l'espace de manœuvre va être ajouté seulement une fois, puisque les navires pénètrent dans l'écluse un après l'autre.

Dès lors, la longueur vaut : $L_{\text{sas}} = L + (L \times 1.1)$ et la largeur vaut : $B_{\text{sas}} = B + (B \times 1.25)$

Les dimensions du sas mentionnées plus haut ne prennent pas en compte le fait que le bateau pourrait pénétrer à l'aide d'un remorqueur. Lorsque le navire est guidé par un remorqueur ou par d'autres moyens, la marge de sécurité latérale requise sera moins grande. Le ratio est alors de 1.15 au lieu de 1.25.

Une série de bateaux, pas seulement le bateau dimensionnant, seront utilisés durant la simulation pour déterminer la capacité de l'écluse selon des dimensions données. En effet, des plus petits bateaux peuvent entrer et sortir de l'écluse sans assistance, ce qui influence la durée du cycle de l'écluse de façon significative.

La profondeur doit tenir compte du tirant d'eau maximum du bateau dimensionnant en tenant compte du niveau d'eau minimum dans le sas, sachant qu'on tient compte d'une sécurité d'1 m. La détermination du niveau d'eau minimum dans le sas est gouvernée par des critères opérationnels ou de disponibilité, et dépendent des variations du niveau d'eau (et de leur fréquence) en amont et en aval. Il faut également tenir compte que, lors du redémarrage du moteur, l'arrière du bateau va s'enfoncer plus profondément.

Un élément capital concernant l'entrée dans des grandes écluses maritimes (comme celles de panama, par exemple), a trait à l'emploi de remorqueurs, leurs avantages et inconvénients, le risque d'accident, la capacité de manœuvre.

Les écluses originelles du canal de Panama furent construites pour opérer avec des locomotives car les bateaux du 20^{ème} siècle n'étaient pas très manoeuvrables. Les locomotives permettaient un transit en toute sécurité. En conséquence, les murs de l'écluse étaient construits afin de supporter ces charges additionnelles.

Pour les nouvelles écluses de Panama, vu que la manoeuvrabilité des bateaux a augmenté sensiblement, les exploitants ont considéré que des remorqueurs suffisaient pour assurer l'assistance aux navires.

Navigation récréative

Suivant l'intensité du trafic, la flotte récréative aura son propre sas ou fera usage de l'espace disponible dans le sas utilisé par la navigation commerciale.

Vu le coût important de la construction d'une écluse, construire une écluse dédiée uniquement à la plaisance implique de ne pas prendre en compte un sas de taille minimum, c'est-à-dire pour un seul yacht. Afin de déterminer la taille du sas, il est ici aussi recommandé d'effectuer une simulation du trafic.

La figure 6.10 montre différentes configurations pour réaliser un éclusage lorsque des bateaux de plaisance sont dans un sas avec un bateau commercial. Le bateau commercial doit recevoir la priorité, c'est-à-dire qu'il doit pouvoir rentrer et sortir du sas avant les bateaux de plaisance. Une difficulté concerne la différence dans les forces d'amarrage entre les différents types de bateaux durant le remplissage ou la vidange du sas.

Par le biais de simulation, on peut déterminer la taille du sas lorsque différents types de trafics sont amenés à y prendre place.

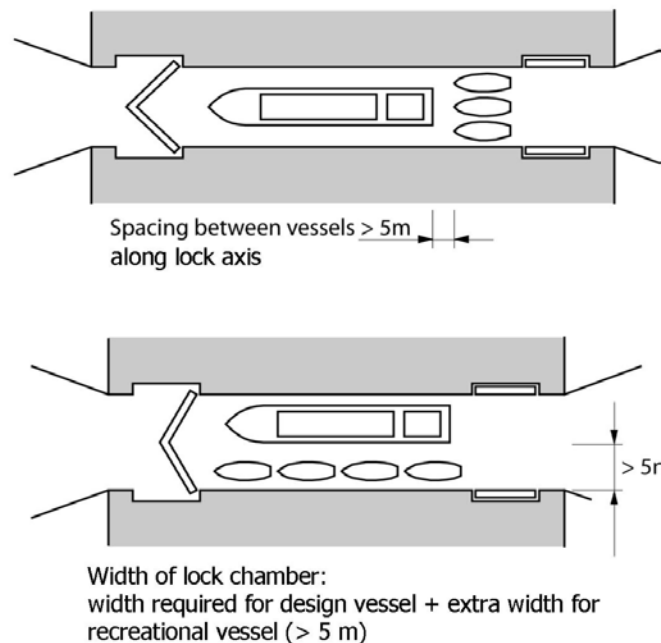


Figure 6.10 Sas rempli par deux types de bateaux

Manoeuvrabilité

La manoeuvrabilité est influencée par :

- la visibilité :

Afin d'avoir une navigation sûre, il convient d'avoir une visibilité parfaite, sans la moindre obstruction. Les zones d'attente doivent être à une distance suffisante de l'écluse pour permettre aux navires de naviguer en toute sécurité vers ou en dehors de l'écluse. Dans le cas de la navigation de nuit ou dans des mauvaises conditions climatiques (brouillard et/ou pluie diluvienne) de l'éclairage et autres systèmes d'aide doivent être prévus.

- la profondeur d'eau :

Le niveau d'eau influe sur la manoeuvrabilité du bateau. Les niveaux d'eau de part et d'autre de l'écluse varient et il faut aussi tenir compte que de l'érosion et de l'accrétion peuvent se produire à cause du transport de sédiment. Par conséquent, la profondeur va varier avec le temps, ce qui nécessitera du dragage.

- courant et/ou vents traversiers :

Ces courants et vents font en sorte que le navire approche de l'écluse avec un certain angle par rapport à l'axe de l'écluse. Il faut dès lors prévoir des zones d'approche plus larges voire même une écluse plus large afin d'éviter les collisions avec les structures.

- espace d'eau disponible :

Manœuvrer des navires est plus difficile lorsque l'espace disponible est confiné. Il convient de manœuvrer à basse vitesse, mais la réduction de la vitesse de navigation a pour effet elle aussi de décroître la manoeuvrabilité !

- structures d'approche :

Les murs d'approche protègent la structure principale de l'écluse des collisions des bateaux mais ont en plus un effet bénéfique sur la manoeuvrabilité car ils offrent un guidage physique et visuel.

Les murs de garde sont généralement fermés afin de se protéger des courants traversiers et de réduire les effets des vents traversiers. Les dispositifs d'accostage ou de guidage (flottants ou non) sont légers et coûtent moins chers. Mais ils ne sont pas efficaces contre le vent, les vagues et les courants traversiers.

Une raison pour ne pas construire un mur d'approche est la présence d'une assistance par remorqueur. Cela s'applique généralement aux écluses dans les régions côtières et pour les navires maritimes. L'espace supplémentaire requis pour les manœuvres du remorqueur force à positionner le mur d'approche à une position inefficace pour les fois où un remorqueur n'est pas requis.

- remorqueurs ou autres pour manœuvrer les navires :

Afin d'accéder aux murs d'approche, les remorqueurs (et locomotives pour le premier complexe des écluses de Panama) améliorent les capacités de manœuvre des bateaux. Les manœuvres du bateau nécessitent moins de place et sont moins risquées mais le remorqueur a besoin de place pour réaliser ses manœuvres.

- propulseurs jumelés et propulseurs d'étraves :

Bien qu'efficaces, seul un nombre restreint de navires disposent de ce type de propulseurs. En règle général, en terme de design, il convient de prendre en compte l'emploi de murs d'approche ou d'assistance par remorqueur.

Faible visibilité, petite profondeur d'eau, vents et courants traversiers, tels sont les éléments qui influencent négativement la manoeuvrabilité et par conséquent obligent à disposer d'une plus grande surface d'eau. Les murs d'approche, les remorqueurs et une meilleure puissance de propulsion du navire influencent positivement la manoeuvrabilité. Cependant, comparé à un navire franchissant une écluse en employant seulement son propulseur principal, l'emploi des ces divers moyens conduit à un accroissement du temps du cycle d'éclusage, et donc à une réduction de la capacité de l'écluse.

Implantation des avant-ports

Les impératifs de manoeuvrabilité résultent en un certain nombre de conditions pour l'implantation des avant-ports.

- Postes d'attente et de nuitée :

Le bateau qui arrive le premier pour franchir l'écluse attend au poste d'attente, près du sas (*lay-by area* sur la figure 6.12). Le(s) bateau(x) qui doit attendre plus d'un cycle complet d'éclusage attend un peu plus loin (*waiting area* sur la figure 6.12). Au poste permettant la nuitée, les bateaux seront amarrés pour la nuit ou pour une période relativement longue (pas spécialement liée aux opérations de l'écluse). Ces diverses zones d'attente (ou « garages ») doivent être positionnées en dehors de l'axe du chenal. Quand c'est applicable, il faut des garages spécialement dédiés pour la navigation de plaisance et pour les bateaux transportant des matières dangereuses.

- il faut également créer une zone de déchargement pour les bateaux qui disposent d'un tirant d'eau trop élevé (afin de les alléger le temps qu'ils franchissent l'écluse). Cette zone doit prendre en compte l'espace nécessaire aux manœuvres des bateaux et doit se trouver à une distance raisonnable du chenal de navigation.
- si l'intensité d'un type de trafic est suffisante, la construction d'un sas dédié à ce trafic peut être garantie. La construction d'un sas spécifique, par exemple pour la navigation de plaisance, a un impact significatif sur le plan d'implantation global. En effet, il ne faut pas prendre en compte uniquement la construction d'un sas supplémentaire, mais également les zones d'approche ainsi que l'effet d'un sas sur l'autre. Un espace suffisant entre les deux sas permet de limiter les effets du remplissage et de la vidange d'un sas sur l'autre sas.

Du point de vue de la gestion du cycle de vie, les aspects suivants doivent être pris en compte pour l'implantation de l'écluse :

- Plan directeur de la voie navigable : quelle est la prévision du trafic, quel sera le nombre d'écluses (beaucoup avec des faibles chutes ou peu avec des grandes chutes), etc. ?
- Possibilité d'expansion du complexe éclusier.

Les exemples ci-dessus n'ont pas pour but d'être exhaustifs, mais ce sont des situations qui risquent d'être rencontrées. Les aspects plus spécifiquement relatifs à l'implantation des avant-ports sont décrits ci-dessous.

Implantation des avant-ports – Navigation intérieure

La figure 6.11 montre une vue un plan d'un avant-port pour une écluse à un seul sas. Du côté opposé, il est courant que l'avant-port soit un miroir de l'autre.

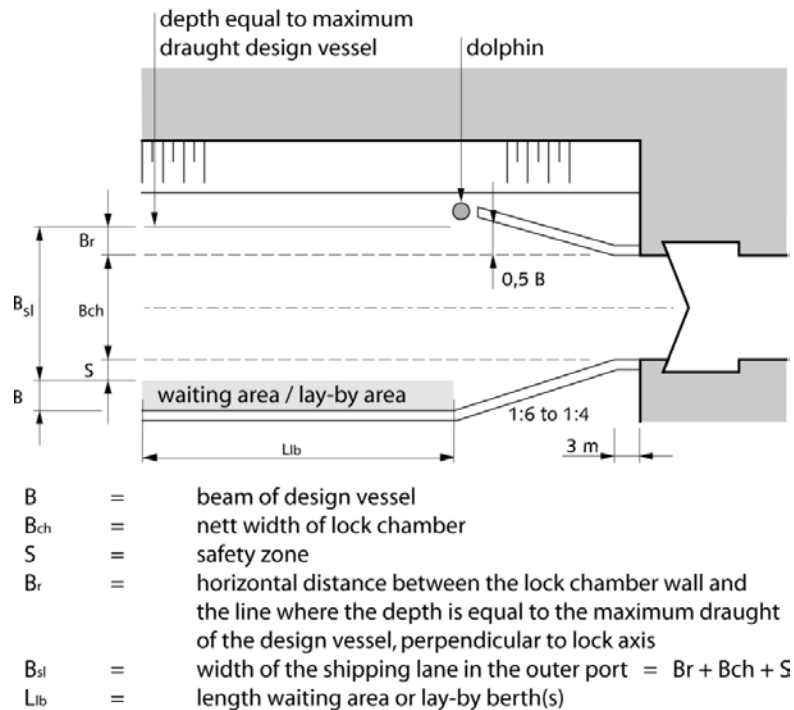


Figure 6.11 Avant-port avec zones d'attente d'un côté

Pour différentes classes CEMT, la table 6.2 donne les dimensions caractéristiques pour les largeurs et longueurs des avant-ports.

CEMT Class	B [m]	B _{ch} [m]	S [m]	B _r [m]	L _{lb} /L _{ch} [m]
I	5.1	6.0	3.0	5.0	1.0 – 1.2
II	6.6	7.5	3.5	6.0	1.0 – 1.2
III	8.2	9.0	4.5	7.5	1.0 – 1.2
IV	9.5	10.5	5.0	8.5	1.0 – 1.2
Va	11.4	12.5	6.0	10.5	1.0 – 1.2
Vb	11.4	12.5	7.0	11.5	1.0 – 1.2

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-2 Dimensions des avant-ports (si zone d'attente d'un côté)

Lorsqu'on est confrontés à des écluses qui comportent plusieurs sas, l'implantation peut ressembler à ce qu'on voit à la figure 6.12.

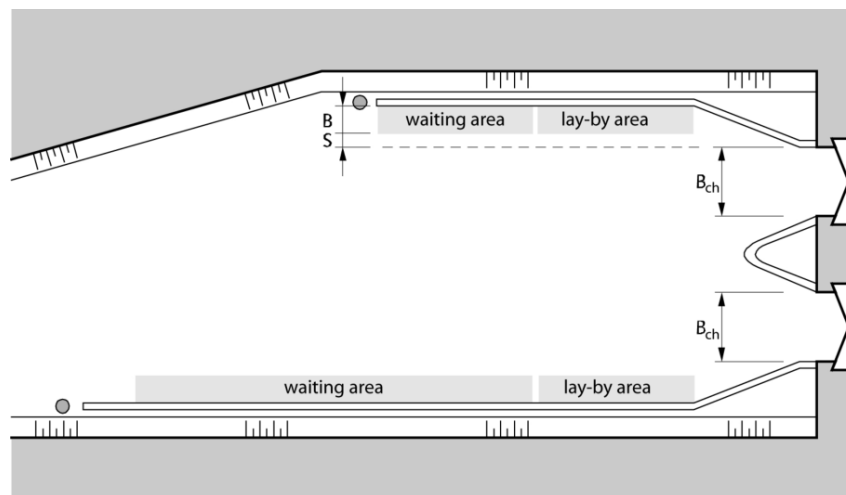


Figure 6.12

Lorsque les intensités de trafic sont trop faibles pour construire des sas dédiés à un type particulier de trafic, le sas et les avant-ports sont partagés par différents types de navires. La figure 6.13 montre une vue en plan pour les avant-ports lorsque certaines structures des postes de mouillage peuvent être utilisées tant pour la flotte commerciale que pour celle de plaisance.

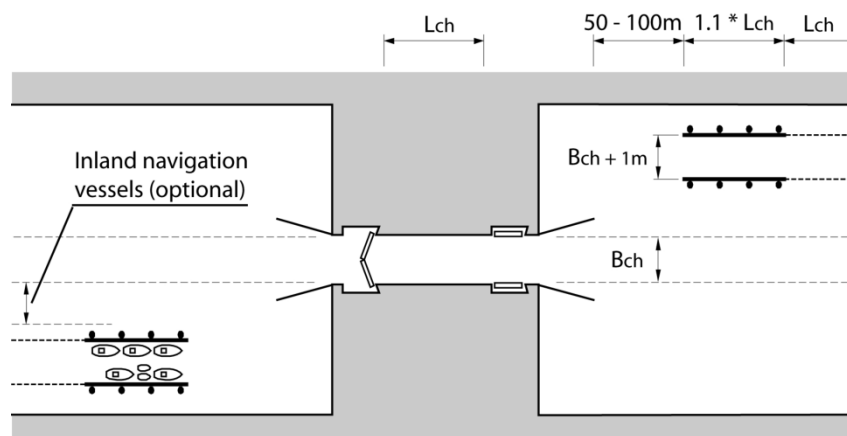


Figure 6.13

Lorsque la voie navigable est une rivière dans laquelle le débit est contrôlé par un barrage mobile, l'écluse et le barrage sont souvent adjacents, comme nous l'avons vu précédemment. Ces fonctions multiples présentes au sein d'un seul complexe induisent une complication certaine pour l'établissement d'un plan d'implantation (voir figure 6.14). Il faut veiller à ce que les turbulences et autres courants traversiers ne puissent se produire là où les manœuvres compliquées ont lieu, par exemple près des entrées de l'écluse. Les murs d'approche peuvent être employés pour limiter les effets des courants nuisibles.

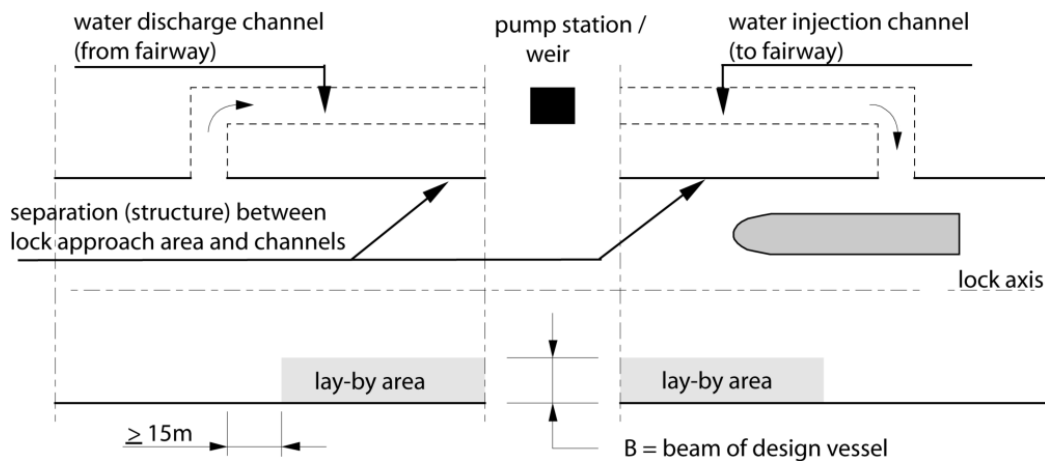


Figure 6.14

Exigences d'alignement – navigation intérieure

Beaucoup d'écluses sont construites dans une courbe d'une voie navigable. Par conséquent, il convient d'appliquer des règles spécifiques aux courbes dans les voies navigables. Nous présentons ci-dessous celles issues des Pays-Bas (courant maximum de 0.5 m/s).

Le rayon des courbes dans les voies navigables devrait être choisi au-dessus d'une certaine valeur minimale :

- pour éviter la réduction de vitesse dans la courbe
- pour les corrections de cap requises
- la perte d'une vision non obstruée.

Rayon minimum : $R \geq 4L$

Rayon « idéal » : $R = 6L$

R est le rayon de la courbe, relatif à l'axe du chenal de navigation

L est la longueur du bateau dimensionnant

Quand un bateau passe le long d'une partie courbe, il a besoin d'espace supplémentaire. Une surlageur ΔB devrait être ajoutée d'une valeur $\Delta B = 0.75 L^2/R$

Cependant, cette valeur peut être moindre dans le cas où $\beta \leq 30^\circ$ (voir figure 6.15). On peut alors considérer la valeur $\Delta B = 0.75 L^2/R * \beta/30$ pour $\beta \leq 30^\circ$.

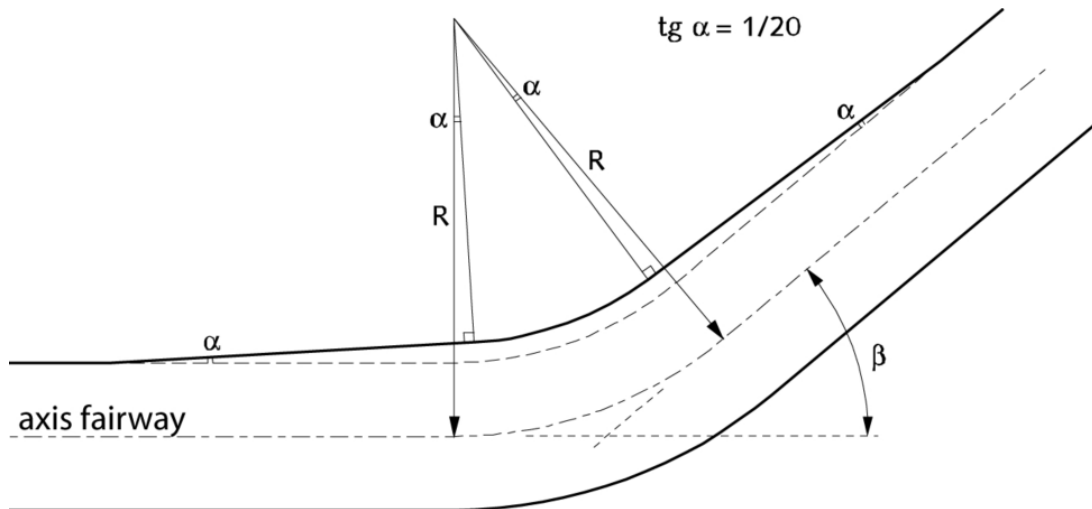


Figure 6.15 Alignement et corrections de largeur

Pour $R > 10 L$, et $\beta \leq 20^\circ$, il n'est pas nécessaire de modifier le tracé, car la courbe est suffisamment douce. De préférence, on réalisera la surlargeur dans la courbe intérieure. Si ce n'est pas possible on la réalisera soit dans la courbe extérieure soit en partie dans la courbe intérieure et extérieure.

Immédiatement avant et après la courbe, on veillera à une transition douce depuis la section courbe jusqu'à la section rectiligne du chenal. Un angle α est proposé pour délimiter le début et la fin de cette zone de transition (figure 6.15).

Il est primordial de veiller à ce que la vue ne soit pas obstruée dans les parties courbes sur une distance correspondant à $5 L$ (figure 6.16).

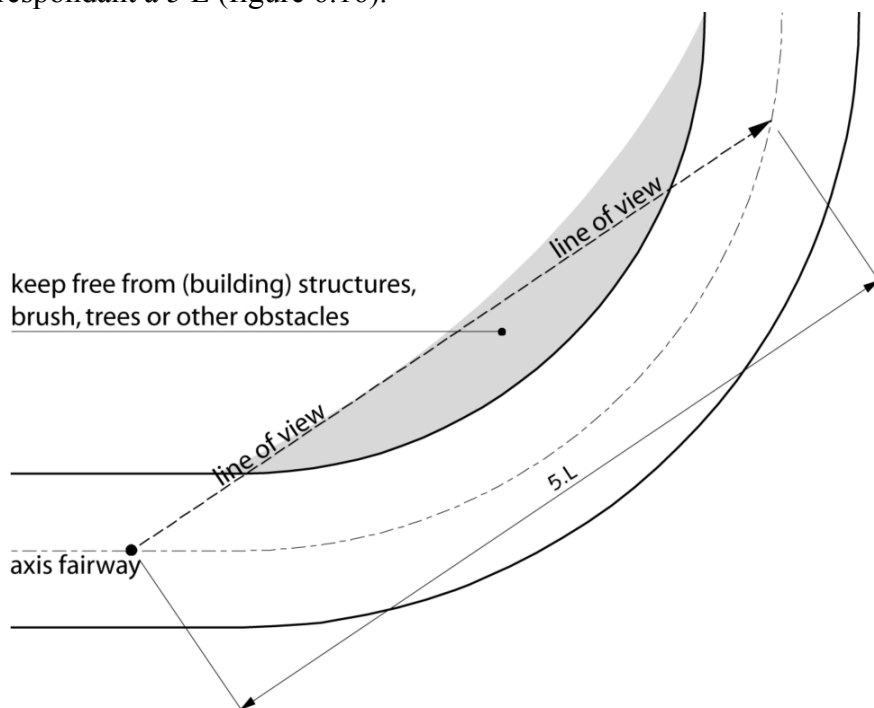


Figure 6.16 Visibilité requise dans les passages courbes

Les exigences propres à la jonction de deux cours d'eau sont visibles à la figure 6.17.

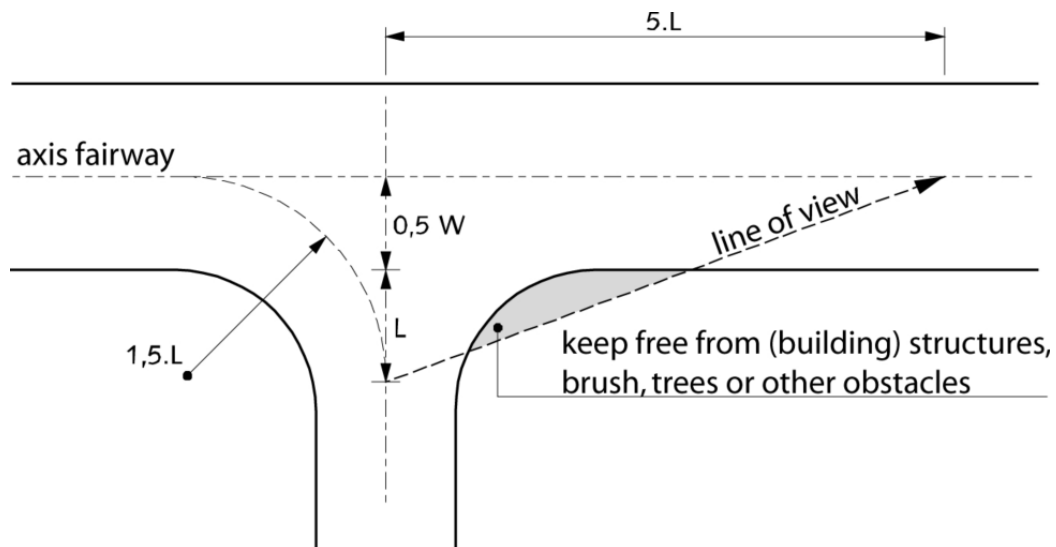


Figure 6.17 Exigence pour bonne visibilité aux croisements

La table 6.3 montre la durée de navigation à travers l'écluse (demi-cycle)

List of Events	Average time (Inland Navigation)	% of the total time	Average time Sea lock	% of the total time	Room for optimisation to reduce the total time
TOTAL LOCKING (1/2 cycle)	28 min (20 – 40 min)	100 %	45 min (*) (40 – 90 min)	100 %	
Entrance / Exit	5 min (3 to 10 min)	18 %	15 min (*) (10 to 20 min)	33 %	Medium
Mooring	5 min (3 – 10 min)	18 %	7 min (*) (3 – 10 min)	15.5 %	High (room for improvement)
Gate manoeuvring	3 min (2-4 min)	11 %	3 min (*) (2-5 min)	7 %	Low
Filling / Emptying	15 min (8 – 20 min)	53 %	20 min (*) (10 – 25 min)	44.5 %	High (room for improvement)
(*) For Panama the figures for on lock cycle are: 45-60 mins for the existing Panamax locks and 80 minutes for the third locks (currently in design stage, in 2009) <ul style="list-style-type: none"> Entrance/exit: Existing locks 15 mins. Third locks 20 mins. Mooring: Existing locks 2 – 3 mins Third locks 5 mins. Gate maneuvering: Existing locks 2 mins. Third locks 5 mins. Filling/emptying: Existing 8-13 mins. Third locks 10-17 mins. 					

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-3 Durée de la navigation au passage d'une écluse (1/2 cycle)

La profondeur du chenal d'accès sera égale au mouillage sur le seuil de l'écluse et au moins égale à la profondeur courante du bief. Dans les avant-ports aval des écluses situées au droit de barrages en rivière, la profondeur minimale doit tenir compte de la possibilité d'abaissement de la flottaison due aux manœuvres du barrage ou de la centrale. A l'amont, la transition entre la profondeur importante existant dans la rivière en amont du barrage et une profondeur moindre dans l'avant-port peut se faire par une pente partant du musoir du môle

vers la berge. On se protège ainsi d'une certaine mesure contre le charriage des matériaux de fond dans l'avant-port. Afin d'empêcher l'entrée de sédiments dans l'écluse, il s'est avéré pratique de creuser une fouille immédiatement avant la tête de l'écluse. Ce « piège » doit avoir une profondeur d'au moins 1,5 m. Il doit être suffisamment large et dragué régulièrement (ou système de chasse).

Dans les avant-ports amont et aval des canaux, il n'y a pas de changements majeurs du niveau de l'eau autres que ceux dus aux petites ondes provoquées par les éclusages et par l'entrée des bateaux.

Lorsque le trafic sur la voie d'eau est peu important, il peut suffire de placer des bollards pour l'amarrage des bateaux le long de l'arête du chemin de service. Leur intervalle doit être adapté aux dimensions de tous les bateaux empruntant la voie en question. Le niveau du chemin de service et donc la hauteur des bollards au-dessus du niveau de l'eau doit être adaptée à la hauteur maximale des taquets des bateaux vides. Tout comme les bollards fixés sur la crête des bajoyers, les bollards fixés sur l'avant-port doivent être conçus pour résister à une force de 200 kN. Leur profil doit avoir un galbe empêchant le câble de glisser du bollard. Dans les cas où le trafic sur la voie est important, où le niveau de l'eau est soumis à des variations appréciables (rivières), et où les berges ne sont pas verticales et équipées comme des bajoyers d'écluses, il convient d'aménager d'autres dispositifs d'amarrage.

Les efforts d'amarrage limites sont visibles dans le tableau ci-dessous en 1/1000 ¹(norme néerlandaise pour la navigation intérieure). La force longitudinale est exprimée comme une valeur relative en pour mille du poids de l'eau déplacée par le navire.

VESSEL Class	Hawser force criteria (‰ of total ship displacement)	
	In filling	At emptying or filling with floating bollards
CEMT Class III	1.50	2.00
CEMT Class IV	1.10	1.50
CEMT Class Va	0.85	1.15

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-4 **Forces d'amarrage**

Des dispositifs d'amarrage doivent être alignés sur la crête du mur d'approche de l'écluse. La distance entre ces dispositifs et le pied de la berge doit être telle que leur utilisation ne soit en aucun cas limitée par un manque de tirant d'eau. Les dispositifs peuvent constituer en pieux, en ouvrages continus sur pieux, ou en constructions flottantes maintenues en place par des pieux.

Dans le cas de pieux d'amarrage individuels (ducs d'Albe), l'intervalle minimum entre eux doit être tel que le bateau le plus court, à l'exception d'un remorqueur, puisse encore s'amarrer sur deux pieux, la longueur du bordé rectiligne du bateau n'excédant pas la distance entre deux ducs d'Albe.

Lors de la conception des dispositifs d'amarrage, il faut tenir compte des forces d'amarrage transmises par les câbles ou filins et des efforts additionnels dus à l'accostage. Les efforts

¹ Pour la navigation maritime, les efforts d'amarrage sur les bollards doivent être limités à 1/10000 du poids du volume d'eau déplacé par le bateau (ordre de grandeur).

dans les amarres sont principalement dus au vent, aux ondes, aux glaces flottantes, ou à des phénomènes similaires.

Les bollards sont de quatre types différents. Trois types sont fixes :

- les bollards de surface, appelés ainsi parce qu'ils sont placés au sommet du bajoyer à petite distance de l'arête (figure 6.18);
- les bollards d'arête, qui sont placés directement sur l'arête supérieure du bajoyer ;
- les bollards en niche, organeaux, placés dans des niches pratiquées dans la face verticale des bajoyers.

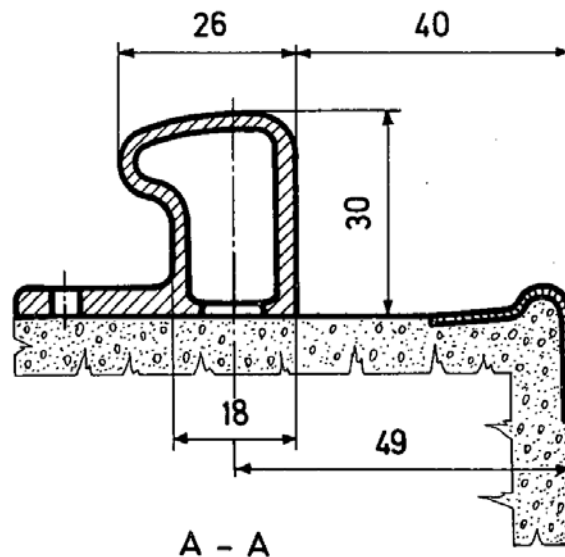


Figure 6.18 Bollard de couronnement

Le dernier type de bollard peut être mobile. On parle alors de bollard flottant. Ce genre de bollard suit le niveau d'eau dans le sas, de sorte qu'il n'est pas nécessaire de déplacer les amarres lorsque le niveau d'eau change. En tenant compte de la sécurité, de l'uniformisation et du coût, il faut décider dans chaque cas particulier si des bollards flottants doivent être prévus seuls ou si, en même temps, des bollards en niche doivent être ajoutés.

Pour empêcher que des bollards flottants bloqués ne jaillissent soudainement au-dessus du niveau du terre-plein ou du dispositif de guidage, il faut placer soit un dispositif d'arrêt en tête de leur enclave, soit un évent dans le caisson de flottaison. L'évent placé à la partie supérieure du caisson de flottaison permet de le remplir d'eau de manière à ce qu'il reste submergé jusqu'à sa remise en service par le service d'entretien.

Afin de le protéger contre la glace et de l'empêcher de geler en position submergée, le bollard flottant peut être suspendu pendant la période de gel à son point le plus élevé au moyen de crochets.

Des échelles doivent permettre ou faciliter le placement en toute sécurité des amarres autour des bollards. On les dispose donc à proximité des organeaux ou des bollards flottants sur chaque bajoyer de manière à ce que les barreaux ou les échelons soient parallèles à l'axe du sas.

Cette installation permet également de se déplacer sans difficulté entre le bateau et le terre-plein (équipage, personnel de l'écluse, etc.). Pour des raisons de sécurité, on installe des poignées en haut des échelles sur le terre-plein de l'écluse pour aider à y monter ou à en descendre.

Il faut installer des échelles de sécurité supplémentaires dans les sections des têtes et du sas qui doivent être mises à sec afin de permettre un accès pour l'entretien plus sûr et plus commode.

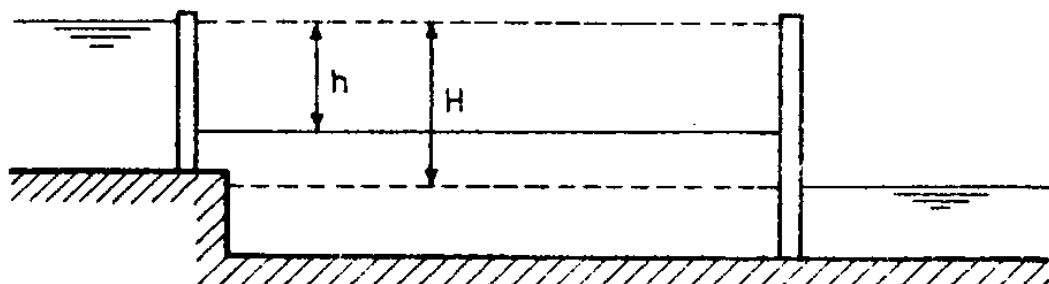
6.3 Opérations de sassement

L'opération de sassement consiste à faire passer le niveau de l'eau dans le sas de la flottaison du bief aval à la flottaison du bief amont, lors du remplissage pour faire monter un bateau et inversement pour faire descendre un bateau par vidange du sas.

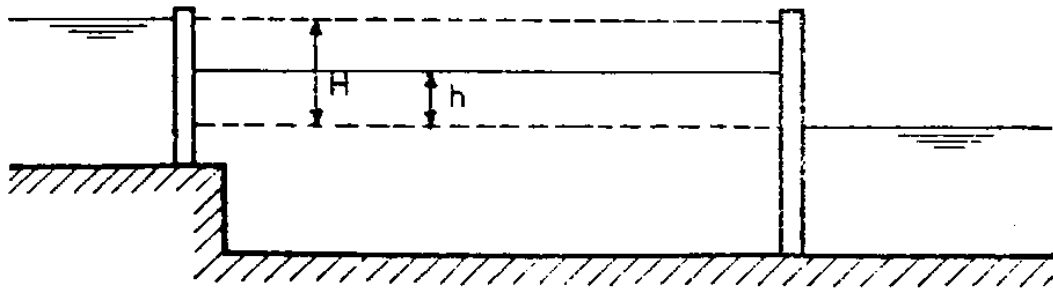
Le débit de remplissage ou de vidange du sas varie en fonction de la chute et diminue progressivement après que les vannes aient été ouvertes. Pour concevoir et choisir un système de remplissage du sas, au moins 4 paramètres interdépendants doivent être pris en considération : chute, durée de remplissage et de vidange, tractions admissibles dans les amarres et coûts de réalisation.

Les principes généraux à suivre en vue d'obtenir un système adéquat sont :

- le temps de remplissage doit être aussi court que possible tout en étant compatible avec la capacité requise et les coûts de construction ;
- la turbulence dans le sas doit être limitée ; les efforts dans les amarres des bateaux ne doivent pas dépasser les limites déterminées lors de la conception ; l'entraînement de grosses bulles d'air doit être évité ;
- toute cavitation doit être évitée si c'est économiquement possible, sinon des mesures de protection adéquates doivent être prises ;
- la turbulence dans les chenaux d'accès à l'écluse doit être réduite à un minimum afin d'éviter tout effet néfaste sur les bateaux en attente d'éclusage ou manoeuvrant à proximité.



Remplissage : h varie de H à 0



Vidange : h varie de H à 0

Figure 6.19 Remplissage et vidange

Outre cette inversion du déplacement du niveau de l'eau dans le sas, il existe la différence suivante entre le remplissage et la vidange. Au remplissage, le niveau de l'eau dans le sas et le volume d'eau qu'il contient varient en sens inverse de la charge. Lors de la vidange, c'est le contraire. Enfin, lors du remplissage, l'énergie doit se dissiper au début de l'opération dans le volume limité d'eau du sas, alors que la charge est maximale.

Au contraire, à la vidange, cette énergie peut se dissiper dans le volume beaucoup moins limité du bief aval. Cependant, pour éviter des érosions du fond et des berges du canal, on dissipe la majeure partie de cette énergie dans le canal de fuite. Les deux opérations ne sont donc pas identiques. Il se produit plus d'agitation dans le sas au remplissage qu'à la vidange. Cependant, dans les deux cas, cette agitation doit être le plus faible possible pour la sécurité des bateaux.

Il est désirable que les bateaux s'amarrent le moins possible dans le sas, afin d'accélérer l'éclusage. Les efforts d'amarrage sur les bollards doivent en tout cas être limités à 1/1000 (navigation intérieure) et moins si possible, du poids du volume d'eau déplacé par le bateau. L'idéal serait que les bateaux n'éprouvent pas le besoin de s'amarrer du tout.

L'équation caractéristique du sassement (équation de continuité) est à chaque instant :

$$q \, dt = - S \, dh$$

où q est le débit instantané, S la surface horizontale du sas, dh la diminution de la chute pendant l'intervalle de temps dt .

$$q = -S \frac{dh}{dt} \quad (6-1)$$

q est proportionnel à $\frac{dh}{dt}$ qui varie d'ailleurs pendant la durée du sassement

La durée du sasement T sera d'autant moindre que $\frac{dh}{dt}$ sera plus grand. En moyenne on peut écrire $\left(\frac{dh}{dt}\right)_{\text{moyen}} = \frac{H}{T}$, avec T la durée totale de sasement.

Par exemple, si $H = 10\text{m}$, $T = 800\text{ s}$, on a $\left(\frac{dh}{dt}\right)_{\text{moyen}} = - 0,0125\text{ m/s}$ ou $- 1,25\text{ cm/s}$.

Pour un sas de 2000 m^2 , il y correspond un débit $q_{\text{moyen}} = 2000 \times 0,0125 = 25\text{ m}^3/\text{s}$.

A ce débit correspond, pour une chute de 10 m , une puissance instantanée de presque 2500 kW ($1000 \times 9,81 \times 25 \times 10$) si l'on ne tient pas compte des pertes de charge.

L'éclusage met donc en opération des puissances instantanées considérables. Une écluse est réellement un engin de levage sans égal. Il soulève des charges de centaines, de milliers et même de nombreuses dizaines de milliers de tonnes dans les écluses maritimes, à plusieurs mètres de hauteur.

6.3.1 Les dispositifs de sasement

Dans le passé, le souci de réduire le temps de sasement a conduit à une manœuvre aussi rapide que possible des organes de contrôle (vannes). On peut parler à cet égard de manœuvres quasi instantanées. Le dispositif le plus ancien et le plus simple consiste à établir des orifices verticaux dans le bas des portes, fermés par des petites vannes appelées « vanelles », mues par des leviers ou des crics.

Le rapport de la section ω des orifices à la surface du sas est généralement faible, souvent inférieure à $1/200$. Ces orifices sont toujours noyés aux portes aval et aussi aux portes amont des écluses sans mur de chute (écluse en rivière à faible chute). Mais aux écluses à mur de chute, les orifices dans les portes amont sont découverts si la chute atteint quelques mètres. Des jets d'eau libres se produisent dans le sas au début du remplissage, ce qui peut gêner les bateaux et réduire la longueur utilisable de l'écluse. En outre, la charge motrice sur l'orifice est inférieure à la chute instantanée jusqu'à ce que l'eau ait assez monté dans le sas pour noyer l'orifice.

Les débits sont donc réduits pendant la partie initiale du remplissage et la durée augmentée sans aucun avantage que la simplicité et l'économie d'établissement du dispositif de sasement. Dans les applications anciennes, on découvrait les orifices entièrement, le plus rapidement possible et il n'y avait pas de dispositif d'amortissement. Ce système de sasement ne pouvait être employé que pour de très faibles chutes et des sas de faible longueur. La dissipation de l'énergie de sasement au remplissage se produisait entièrement dans le sas. Ce système ne réalise donc pas des conditions de sasement très favorables notamment au remplissage.

Un système déjà plus perfectionné consiste à établir dans les deux bajoyers des têtes, des aqueducs courts contournant les portes et obturés par des vannes mobiles (figure 6.20).

Ces aqueducs se disposent très simplement aux têtes d'aval et aux têtes d'amont des écluses sans mur de chute, les radiers étant au même niveau de part et d'autre de la porte. Aux têtes

amont avec mur de chute, le radier de la tête est plus élevé que celui du sas et l'aqueduc doit donc présenter une dénivellation telle que ses deux extrémités soient toujours noyées.

Dans le sas, les orifices de sortie des aqueducs d'amont, et d'entrée des aqueducs d'aval sont disposés symétriquement par rapport à l'axe de l'écluse (figure 6.20). Il en est de même des orifices de sortie des aqueducs d'aval dans le canal de fuite. Les orifices d'entrée des aqueducs d'amont peuvent être disposés vis-à-vis l'un de l'autre dans les bajoyers des enclaves des portes ou symétriquement dans les murs en retour des musoirs de la tête amont. Les jets sortant des deux aqueducs sont opposés et dissipent réciproquement leur énergie à l'extrémité amont du sas au remplissage, dans le canal de fuite à la vidange. L'agitation est donc encore grande dans le sas, même pour une chute modérée, d'autant plus que dans les dispositifs anciens, on ouvrait entièrement les vannes, le plus vite possible.

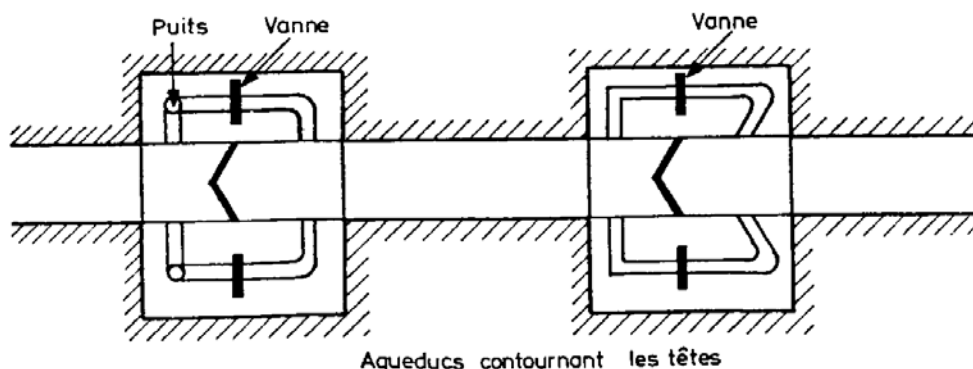


Figure 6.20 Contournement des têtes

Cette disposition peut être améliorée à la tête amont des écluses à mur de chute en faisant déboucher les aqueducs opposés dans une chambre ménagée sous le radier de la tête amont et communiquant avec le sas par une large baie dans le mur de chute, mais noyée sous la flottaison aval (figure 6.21). Les deux jets opposés se rencontrent dans cette chambre où leur énergie se dissipe, après quoi l'eau entre d'une manière plus calme dans le sas en direction longitudinale.

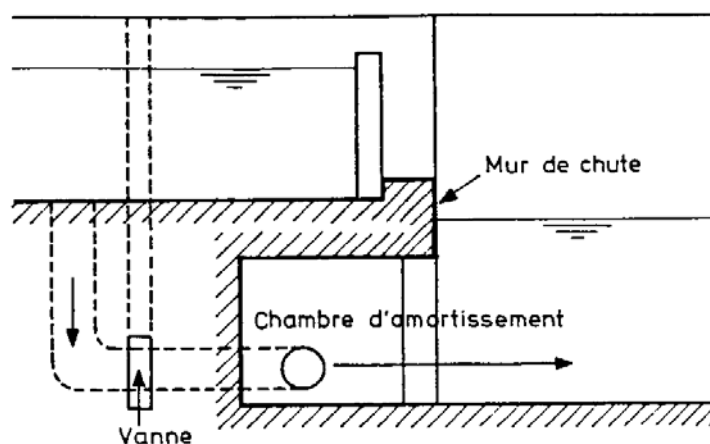


Figure 6.21

Ce système peut encore être amélioré en faisant déboucher les deux aqueducs verticalement par le radier de la chambre d'épanouissement. Les jets dirigés verticalement dissipent, davantage encore, leur énergie dans cette chambre et l'entrée de l'eau dans le sas peut être plus calme. Cependant, en raison de la pratique de l'ouverture complète des vannes le plus rapidement possible, ces dispositifs ne pouvaient convenir que pour des chutes faibles de l'ordre de 3 à 5 m (éventuellement 7 m).

En conservant toujours une ouverture rapide des vannes, on a cherché pour des chutes plus grandes à introduire l'eau dans le sas d'une manière répartie sur toute sa longueur et de même à la vidange. Pour cela, on a établi dans chaque bajoyer de l'écluse un aqueduc longitudinal allant du bief amont jusqu'au bief aval et fermé par une vanne à chaque tête. Chacun de ces aqueducs communique avec le sas par des aqueducs transversaux courts noyés, disposés symétriquement dans les deux bajoyers et appelés aqueducs larrons (figure 6.22).

Notons que les Américains optent pour la solution inverse présentant les sorties des larrons en décalage (quinconce).

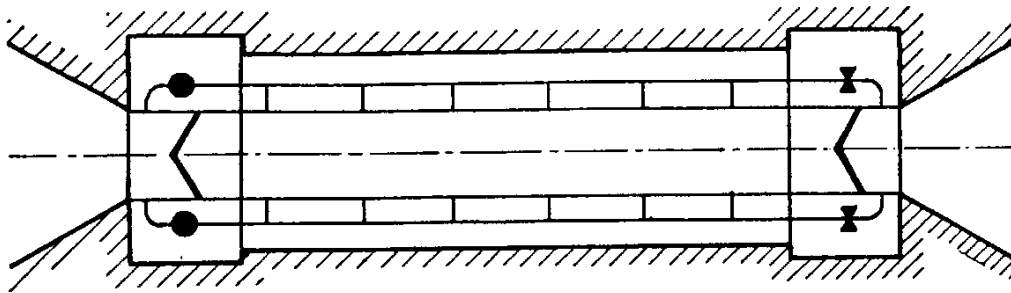


Figure 6.22 Aqueducs larrons

Au remplissage, les vannes amont sont ouvertes et les vannes aval fermées. C'est l'inverse à la vidange.

La section totale d'entrée de l'eau dans le sas peut être grande, mais la répartition du débit entre les divers larrons n'est pas uniforme à cause des pertes de charge dans l'aqueduc longitudinal et dans les coudes, si tous les larrons sont identiques.

Les aqueducs longitudinaux avec larrons sont susceptibles malgré une ouverture rapide des vannes, de permettre des remplissages satisfaisants et calmes même avec des chutes de l'ordre de 10 m. Mais ce dispositif n'a aucun effet sur la sortie de l'eau dans le canal de fuite à la vidange : l'agitation y est la même qu'avec des aqueducs courts. On peut améliorer cette situation en subdivisant l'aqueduc longitudinal en patte d'oie à la sortie (figure 6.23). Plusieurs écluses construites en Belgique avant la deuxième guerre mondiale ont été réalisées de la sorte. Mais ce dispositif est onéreux.

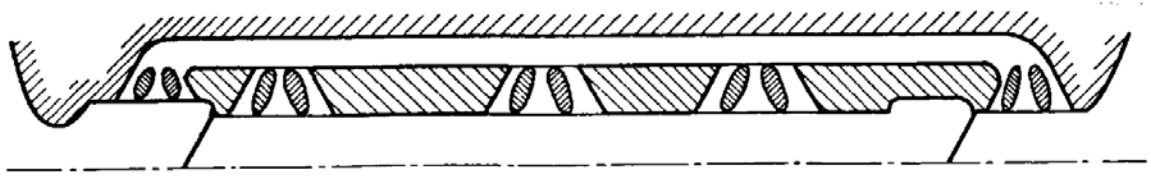


Figure 6.23

En cas de nécessité (par exemple d'avarie à une vanne), on peut effectuer le sasement par un seul aqueduc longitudinal. Il se produit alors des courants transversaux dans le sas, qui tendent à serrer les bateaux contre le bajoyer par lequel se fait le sasement ou contre le bajoyer inverse en fonction de la position des bateaux dans le sas (figure 6.24).

La position des larrons doit être la plus basse possible pour éviter que les jets n'agissent sur le navire mais bien sous le navire.

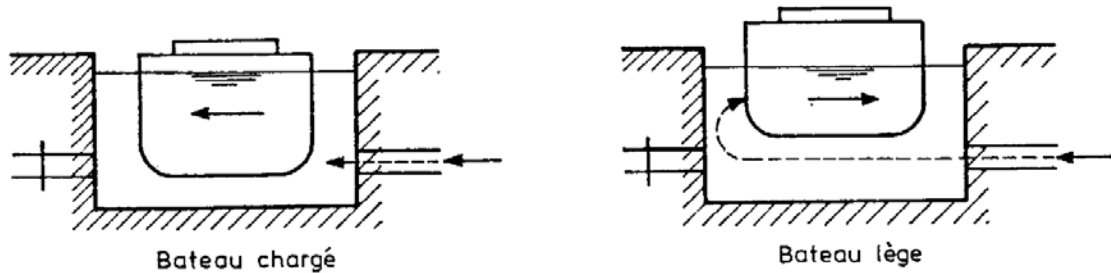


Figure 6.24

Au lieu de communiquer avec le sas par des larrons, les aqueducs longitudinaux peuvent être reliés entre eux par plusieurs aqueducs transversaux sous le radier, qui communiquent avec le sas par des orifices verticaux dans le radier. Ou bien, les aqueducs peuvent être disposés sous le radier et communiquer directement avec le sas par des orifices verticaux. Cette disposition peut convenir en terrain rocheux, avec des radiers minces de revêtement.

Les orifices et aqueducs sous le radier peuvent être exposés aux envasements si les eaux ne sont pas propres.

Avec tous ces dispositifs par aqueducs et larrons, les remplissages sont assez rapides, le rapport ω/s pouvant être supérieur à 1/100 et atteindre 1/50.

Les systèmes avec aqueducs peuvent être divisés en 3 parties selon le tableau 6.5.

Complexity	Hydraulic systems
1. Simple longitudinal culvert systems	<ul style="list-style-type: none"> - Wall culvert side port system - In Chamber longitudinal culvert system (ILCS)
2. More complex longitudinal culvert systems	<ul style="list-style-type: none"> - Wall culvert bottom lateral system - Longitudinal culverts under the lock floor - Wall culvert bottom longitudinal system - Longitudinal culverts under the lock floor
3. Very complex longitudinal culvert systems	<ul style="list-style-type: none"> - Dynamically balanced lock filling system - Pressure chamber under the floor

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-5



Figure 6.25 Ecluse de Memmet – système ILCS (In chamber Longitudinal Culvert System)

L'entrée des aqueducs longitudinaux à la tête amont est plus haute que leur sortie à la tête aval, s'il y a un mur de chute, ce qui est assez général si la chute dépasse quelques mètres. Le tronçon d'amont de l'aqueduc longitudinal est alors souvent raccordé à la partie longeant le sas par un puits vertical au bas duquel on peut disposer la vanne amont.

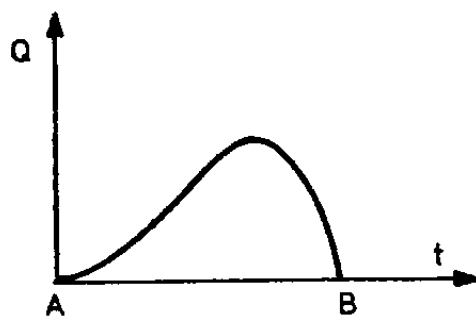
Pour réduire la vitesse de l'eau à l'entrée dans le sas, on peut évaser les orifices ou les larrons. Les aqueducs d'où partent les larrons (ou les orifices) sont situés entièrement sous la flottaison la plus basse, de manière à toujours être en charge avec une garde d'eau suffisante.

Les extrémités des aqueducs dans les biefs sont éventuellement munies de grilles pour éviter l'introduction de corps immergés. Cependant, il y a risque d'obstruction, aussi préfère-t-on noyer suffisamment les orifices pour que des corps flottants ne puissent pénétrer dans les aqueducs. Ces aqueducs doivent être assez hauts pour être visibles surtout les longs aqueducs longitudinaux. On y a accès par des puits munis d'échelles. Des dispositifs d'obturation (batardeaux) sont prévus aux extrémités, par exemple des rainures pour les bouchures par poutrelles ou par vannes.

6.3.2 Les dispositifs modernes de sasement

L'augmentation incessante des dimensions des écluses et de leurs chutes a rendu obsolète les systèmes anciens dont la principale imperfection consiste dans l'ouverture très rapide de la vanne qui donne lieu à des valeurs initiales de dh/dt et q trop élevées au début de l'opération. En effet, au début de l'opération de vidange ou de remplissage, la charge est maximale donc aussi la vitesse au droit de la vanne. Si on ouvre instantanément la section, le débit $q = \Omega \cdot v$ est maximum puisque résultant du produit de deux maxima.

On a été conduit ainsi à étudier les effets d'une ouverture progressive des vannes de manière que le débit q (et donc aussi dh/dt) soit nul initialement. Les essais sur modèle ont montré que l'on peut par de tels moyens réaliser des sasements de durée normale voire même plus rapides en ouvrant progressivement des orifices dont la valeur finale est notablement plus grande que celle des orifices à levage très rapide des anciens systèmes. Le débit étant initialement et finalement nul, il existe un maximum intermédiaire, qui se produit lorsque le sasement est déjà assez avancé. Il en est de même pour le maximum de la puissance instantanée $P = \omega qh$. La dissipation de la puissance maximum au remplissage est plus facile, le volume d'eau du sas étant plus grand qu'au début de l'opération. On a d'ailleurs étudié conjointement des dispositions propres à dissiper la majeure partie de la puissance avant l'entrée de l'eau dans le sas au remplissage. A la vidange, l'agitation dans le canal de fuite a moins d'inconvénients. Cependant, on y prévoit aussi des dispositifs amortisseurs. On peut approfondir le canal de fuite pour former une cuvette d'amortissement, l'évaser, y disposer des obstacles dissipateurs d'énergie, suffisamment noyés pour ne pas gêner la navigation.



En A et B, $Q=0$ car la section est nulle

Figure 6.26

Moyennant ces précautions, on peut songer à recourir à la tête aval, selon la hauteur de chute, aux vantes dans les portes ou aux aqueducs courts contournant les portes. A la tête amont, si la chute n'est pas très élevée, on peut, selon la chute, recourir aux mêmes dispositions simples. Mais, pour augmenter la dissipation d'énergie et la localiser à l'extrémité amont du sas, on peut faire déboucher les orifices de remplissage dans une cuvette assez longue et d'une profondeur assez grande sous le niveau du radier du sas.

Aux têtes amont avec mur de chute, les aqueducs courts contournant les portes peuvent aboutir dans les chambres d'amortissement très étendues et spécialement étudiées, disposées dans l'espace considérable existant sous le radier de la tête dans les hauts murs de chute (figure 6.21). L'entrée de l'eau par l'extrémité amont du sas peut ainsi être très tranquille, même avec un sassement assez rapide pour une chute pas trop forte.

Mais, puisque le principe essentiel est d'ouvrir progressivement un orifice dont la valeur finale peut être très grande, on est arrivé à effectuer, pour des chutes pas trop grandes, le sassement par ouverture très progressive des portes. Certaines portes se prêtent particulièrement à ce genre de sassement : à la tête amont, les portes levantes, les portes à segment et les portes à secteurs à axe vertical (figure 6.49) ; à la tête aval, les portes levantes et les portes à secteurs.

Pour ces dernières portes, la dissipation de l'énergie de l'eau s'effectue dans les vastes chambres des portes ; la progressivité d'ouverture est très faible au début. Pour les portes levantes, à la tête amont, le levage initial très lent de la porte découvre un orifice large et peu élevé dans le seuil, qui conduit à une chambre d'amortissement sous le radier de la tête et qui admet facilement l'eau dans le sas par une grande baie noyée à la base du mur de chute.

Vers la fin du remplissage, lorsque le niveau de l'eau dans le sas est au-dessus du seuil de la tête amont, on peut accélérer la levée de la porte de manière telle que la partie inférieure de la porte reste cependant toujours noyée sous le niveau du sas. La porte se découvre au moment de l'égalisation des niveaux. On achève alors la manœuvre d'ouverture de la porte par un levage rapide.

En résumé la classification des systèmes de sassement s'établit comme suit :

1. Remplissage (vidange) à travers les portes.
2. Remplissage (vidange) à travers la tête (aqueducs courts).
3. Remplissage (vidange) au moyen d'aqueducs longitudinaux (soit dans les bajoyers soit dans le radier).
 - a) sans distribution symétrique de l'écoulement par rapport aux 2 axes de l'écluse.
 - b) Avec distribution symétrique de l'écoulement par rapport aux 2 axes de l'écluse.
4. Chambre dans le radier avec aqueducs courts dans les têtes.

Il existe aussi une classification dans la référence [2] en fonction de la chute H ou du couple H et T (durée de sassement)

1. Selon la hauteur de chute

- si $H < 10$ m, un système simple est toléré (aqueducs courts à travers les têtes, par exemple)
- si $10 \text{ m} < H < 15$ m, un système simple est aussi possible mais on peut également utiliser des aqueducs longitudinaux dans les bajoyers ou dans le radier
- si $H < 15$ m, cela requiert un système de sasement plus complexe (bassins d'épargne, différentes sections bien balancées du point de vue hydrodynamique avec distribution symétrique de l'écoulement par rapport aux deux axes de l'écluse)

2. Selon le coefficient M (méthode chinoise). $M = T/H^{1/2}$ où H est la hauteur de chute et T le temps de sasement.

- $3.5 < M$: système à travers les têtes
- $2.5 < M < 3.5$: système à travers les têtes ou aqueduc longitudinal dans les bajoyers
- $2.4 < M$: aqueduc longitudinal dans les bajoyers
- $1.8 < M < 2.4$: système d'aqueducs longitudinaux plus complexe (dans le radier)
- $M < 1.8$: un système très complexe d'aqueducs longitudinaux

6.3.3 Prises et rejets d'eau

Lorsque les vitesses du courant lors du remplissage ou de la vidange créent des conditions défavorables pour les accès à l'écluse, il est recommandé de prévoir que les prises d'eau et les rejets se fassent en rivière. Pour les écluses des canaux où cette solution n'est pas réalisable, le débit maximal d'entrée ou de sortie durant les opérations de remplissage ou de vidange devra être limité afin d'éviter que les courants résultants dans le canal ne deviennent dangereux (ondes pouvant dépasser les 30 cm généralement admis).

Prises d'eau :

La surface de l'eau au droit de la prise d'eau du système de remplissage doit être exempte de tout tourbillon entraînant d'importants volumes d'air et ne doit pas créer des courants dangereux pour les bateaux amarrés. En conséquence :

- a) la géométrie des lignes de courant près des prises d'eau doit être conçue de manière à éviter tout mouvement de rotation ou toute déviation du courant ;
- b) les prises d'eau ne peuvent provoquer que des pertes de charges minimales et les ouvertures doivent être reliées aux faces verticales des murs d'approche par une surface de raccordement courbe afin d'éviter tout décollement des filets liquides ;
- c) l'entrée des prises d'eau doit être située aussi bas que possible par rapport au niveau d'eau amont afin d'éviter la formation d'un vortex. En général, elle doit être pourvue d'une grille afin d'éviter que des débris ne pénètrent dans le réseau d'aqueducs.

Rejets d'eau :

Les rejets d'eau doivent être conçus afin de minimiser les ondes et la turbulence dans le chenal d'accès aval car cela constitue un danger pour les bateaux qui y sont amarrés en attendant de pénétrer dans l'écluse. Le système de vidange à adopter dépend naturellement de la différence de niveau et du débit d'écoulement et pourrait être similaire à celui appliqué pour le remplissage du sas. Mais les débouchés situés côté rivière doivent habituellement être pourvus d'un bassin tranquillisateur afin de minimiser le risque d'érosion.

6.3.4 Equations générales du sassement

Les équations générales bien connues régissant le sassement sont les suivantes :

Equation de Bernoulli :

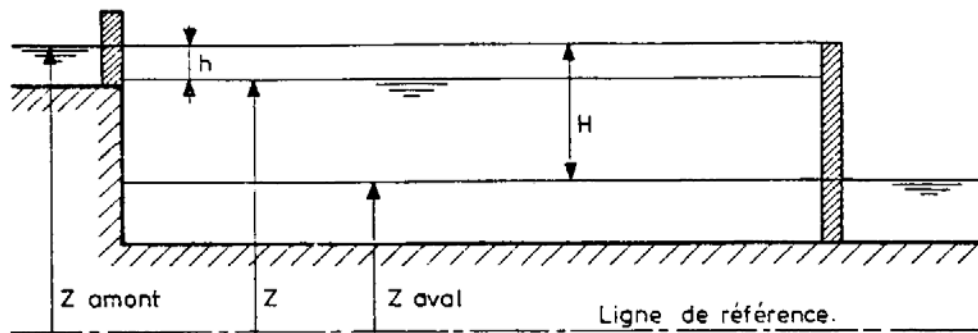


Figure 6.27

$$Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{u_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\varpi} + \frac{u_2^2}{2g} + \sum_1^2 \text{pertes de charges} + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial u}{\partial t} ds \quad (6-2)$$

Où les trois termes du membre de gauche expriment respectivement l'énergie potentielle, l'énergie de pression, l'énergie cinétique au bief amont (ou dans l'écluse) ; les trois premiers termes du membre de droite, expriment les mêmes composantes dans l'écluse (ou bief aval) ; le terme suivant représente toutes les pertes de charges dans les conduites hydrauliques entre les points 1 et 2, et le dernier terme est l'expression du caractère non permanent du phénomène. Cette équation entre le bief (amont ou aval) et le sas doit être écrite autant de fois qu'il y a de larrons.

Dans le cas d'un dispositif constitué seulement d'aqueducs courts symétriques contournant la tête de l'écluse, il n'y a qu'une seule équation de Bernoulli à écrire.

Equation de continuité :

$$Q dt = - S dh \quad (6-3)$$

Où S est la surface horizontale du sas.

Les deux relations précédentes permettent d'écrire dans le cas tout à fait général (mouvement non permanent et dispositif de sassement comprenant plusieurs aqueducs larrons) un système

d'équations différentielles qui ne peut être résolu que par des méthodes d'intégrations numériques. Cependant, deux cas particuliers importants offrent une solution analytique.

- a) Cas d'un dispositif constitué d'aqueducs courts contournant les têtes de l'écluse dans l'hypothèse du mouvement permanent. L'hypothèse d'un mouvement permanent revient à négliger dans l'équation de Bernoulli le terme d'inertie $\frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial u}{\partial t} ds$.
- b) Cas du mouvement non permanent – dispositif constitué de deux aqueducs courts. Hypothèse d'une ouverture instantanée et constante des vannes. L'hypothèse simplificatrice d'une ouverture instantanée et constante des vannes ne représente souvent pas la réalité mais permet cependant une intégration analytique partielle de l'équation de Bernoulli compte tenu des termes d'inertie. On en déduit ainsi certaines conclusions générales, notamment le fait que le mouvement de l'eau dans le sas prend à la fin du sasement une forme oscillatoire amortie. A côté de cette solution peu réaliste, on décrira une solution numérique du problème du sasement dans toute sa généralité : mouvement non permanent, loi de commande d'ouverture quelconque, nombre quelconque de larrons.

Pertes de charge

Lors de l'opération du sasement, il y a un volume d'eau important qui entre dans le sas (ou qui sort du sas), ce qui donne naissance à un problème de dissipation de l'énergie disponible. Ainsi, il faut en principe essayer d'augmenter les pertes de charge au maximum, mais d'autre part, il y a intérêt à réaliser le sasement dans un temps minimum, c'est-à-dire à réduire ces mêmes pertes de charge. On est contraint à la recherche d'un compromis entre ces deux

exigences. Généralement, les pertes sont données sous la forme $E_i = K_i \frac{u_i^2}{2g}$ où K_i est un

coefficient qui dépend des caractéristiques de la section où se produit la perte de charge continue. Nombres d'auteurs (Darcy, Borda, etc.) ont proposé des formules satisfaisantes pour déterminer les valeurs de ce coefficient (En première approximation, on peut considérer des valeurs de 0.5 pour l'entrée, 1 pour la sortie ou pour un coude).

Une attention particulière doit être portée à l'évaluation de la valeur de la perte de charge à la vanne qui est généralement de loin la plus importante de toutes celles apparaissant lors du sasement. Cette perte est encore donnée sous la forme $\xi \cdot \frac{V^2}{2g}$ où V est la vitesse moyenne qui

existerait au droit de la vanne si celle-ci était entièrement ouverte. Le coefficient ξ est celui d'une perte par épanouissement après une contraction de la veine liquide au droit d'une vanne levante, segment, papillon, etc., c'est-à-dire une perte du type « Bélanger ».

Rappelons que la formule de Bélanger (sections circulaires) s'écrit $\xi = \left(\frac{\Omega}{m\omega} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9}$.

Ω est la section totale, ω est la section rétrécie, m est le coefficient de contraction qui varie de 0,62 pour les petites valeurs de ω/Ω à 1 pour les grandes valeurs. Le terme $1/9$ est un terme correctif qui n'a d'importance que pour les grandes ouvertures.

Des essais en laboratoire ont permis de valider la formule de Bélanger.

On peut finalement montrer que l'équation du sassement est la suivante [1] :

$$\frac{dt}{\sqrt{\beta + \left(\frac{\Omega}{m\omega} - 1\right)^2}} = -\frac{S}{\Omega} \frac{dh}{\sqrt{2gh}} \quad (6-4)$$

Avec $\beta = \alpha + 1/9$

Il s'agit d'une équation différentielle aux variables séparées puisque ω varie en fonction du temps selon la loi d'ouverture. Dans un but didactique, nous expliciterons un cas très simple qui est celui où on peut admettre que toutes les pertes de charge se réduisent à celle qui existe à la vanne (figure 6.28).

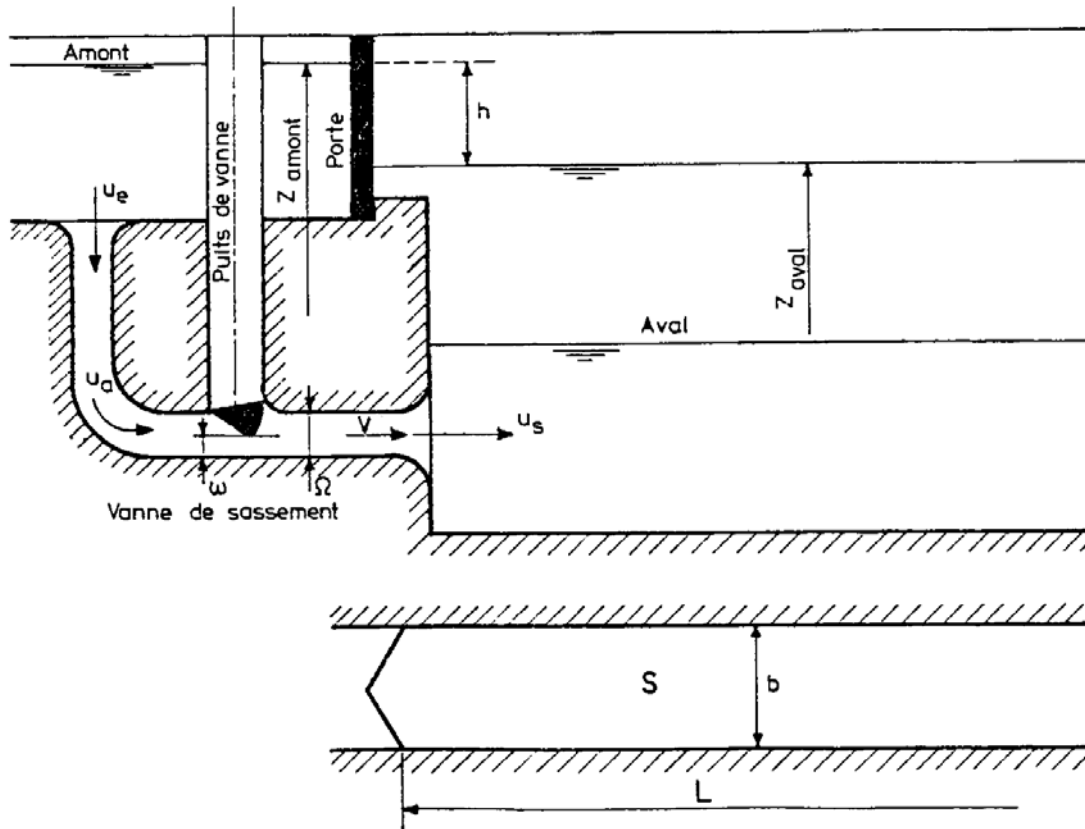


Figure 6.28

On écrit donc l'équation de Bernoulli sous la forme approximative suivante en supposant que toutes les pertes de charge sont concentrées au droit de la vanne et exprimées en fonction de la vitesse dans la section variable ω et en admettant qu'elles sont représentables par un coefficient constant γ . On écrit ainsi :

$$h = \gamma \frac{v^2}{2g} \quad (6-5)$$

$$\text{Soit } v = \sqrt{2gh} \frac{1}{\sqrt{\gamma}} \quad (6-6)$$

$$\text{Et alors } V = v \frac{\omega}{\Omega} = \frac{\omega}{\Omega} \frac{1}{\sqrt{\gamma}} \sqrt{2gh} \quad (6-7)$$

V étant la vitesse moyenne qui existerait au droit de la vanne si celle-ci était complètement ouverte. Si on compare avec la formule générale de V ([1] page 196), on obtient

$$\sqrt{2gh} \frac{1}{\sqrt{\beta + \left(\frac{\Omega}{m\omega} - 1\right)^2}} = \frac{\omega}{\Omega} \frac{1}{\sqrt{\gamma}} \sqrt{2gh} \quad (6-8)$$

$$\text{Soit } \gamma = \frac{\omega^2}{\Omega^2} \left[\beta + \left(\frac{\Omega}{m\omega} - 1\right)^2 \right] = (\beta + 1) \frac{\omega^2}{\Omega^2} + \frac{1}{m^2} - \frac{2\omega}{m\Omega} \quad (6-9)$$

Cette relation montre donc que γ devrait varier en fonction de t selon la loi indiquée par le second membre. Comme le désir de la simplification est d'obtenir une valeur constante de γ , on peut faire varier γ par bonds en supposant pour le calculer qu'entre chaque bond α et m prennent des valeurs moyennes :

$$\gamma = (\beta + 1) \frac{\omega_{\text{moyen}}^2}{\Omega^2} + \frac{1}{m_{\text{moyen}}^2} - \frac{2\omega_{\text{moyen}}}{m_{\text{moyen}}\Omega} \quad (6-10)$$

Plus le nombre de paliers sera important, plus exacte sera la solution obtenue. On peut évidemment supposer γ constant pendant toute la durée du sassement : c'est la solution la moins exacte mais qui permet d'étayer certaines hypothèses quant aux lois de levage des vannes.

Dans ce cas et avec l'équation de continuité qui exige que $qdt = -S dh$, l'équation différentielle du mouvement est très simplement :

$$q dt = \omega v dt = \omega \frac{1}{\sqrt{\gamma}} \sqrt{2gh} dt = -S dh \quad (6-11)$$

Le problème du sassement consiste ainsi à résoudre cette équation différentielle en donnant à ω , l'expression fonction du temps correspondant à la loi de levage de la vanne.

Dans le cas du levage instantané de la vanne, la loi correspond alors à l'ouverture brusque d'un orifice de section $\omega = \Omega$. L'équation différentielle s'écrit

$$\omega v dt = -S dh \quad (6-12)$$

$$\Omega \frac{1}{\sqrt{\gamma}} \sqrt{2gh} dt = -S dh \quad (6-13)$$

$$\text{soit encore} \quad dt = -\frac{S\sqrt{\gamma}}{\sqrt{2g}} \frac{1}{\Omega} \frac{dh}{\sqrt{h}} \quad (6-14)$$

En intégrant entre $t = 0$ et $t = t$ (soit entre $h = H$ et $h = h$), on obtient :

$$t = -\frac{S\sqrt{\gamma}}{\Omega\sqrt{2g}} 2(-\sqrt{H} + \sqrt{h}) \quad (6-15)$$

Cette relation peut se mettre sous la forme :

$$\sqrt{h} = \sqrt{H} - \frac{t}{2} \frac{\Omega\sqrt{2g}}{S\sqrt{\gamma}} \quad (6-16)$$

et donne la loi de variation de h en fonction du temps. h varie donc paraboliquement en fonction du temps.

En fin de sassement, $h = 0$ et $t = T$, et on trouve dès lors :

$$0 = \sqrt{H} - \frac{T}{2} \frac{\Omega\sqrt{2g}}{S\sqrt{\gamma}} \quad (6-17)$$

$$\text{soit } T = \frac{2S\sqrt{\gamma}\sqrt{H}}{\Omega\sqrt{2g}} \quad (6-18)$$

La durée du remplissage dépend essentiellement du rapport S/Ω qui est constant. La vitesse au droit de la vanne, exprimée par

$$v = \frac{1}{\gamma} \sqrt{2gh} \quad (6-19)$$

$$\text{s'écrit tout de suite } v = \frac{1}{\sqrt{\gamma}} \sqrt{2g} \left(\sqrt{H} - \frac{t}{2} \frac{\Omega \sqrt{2g}}{S \sqrt{\gamma}} \right) \quad (6-20)$$

La vitesse de variation du niveau de l'eau dans le sas ($-dh/dt$) peut être obtenue en dérivant la relation de h en fonction du temps ou plus simplement par :

$$v_{\omega} = v\Omega = -S \frac{dh}{dt} \quad (6-21)$$

$$\text{d'où } -\frac{dh}{dt} = \frac{\Omega}{S} \sqrt{\frac{2g}{\gamma}} \left(\sqrt{H} - \frac{t}{2} \frac{\Omega}{S} \sqrt{\frac{2g}{\gamma}} \right) \quad (6-22)$$

Elle est maximum au début du sassement et s'annule en fin de sassement. Cette solution est mécaniquement impossible à réaliser car on ne peut ouvrir instantanément une vanne avec des moyens normaux ; Elle est dangereuse pour un remplissage, car la vitesse de montée de l'eau dans le sas atteint son maximum au moment où il y a le minimum d'eau dans le sas, ce qui peut donner lieu à des remous. Ce sera notamment le cas si le jet débouche dans l'axe de l'écluse, il se produit alors une onde qui se propage dans le sas et se réfléchit (forte agitation).

Les figures 6.29 et 6.30 montrent une comparaison graphique de trois cas (levage instantané, levage progressif ($\omega = K' t$), levage progressif ($\omega = K'' t^2$))

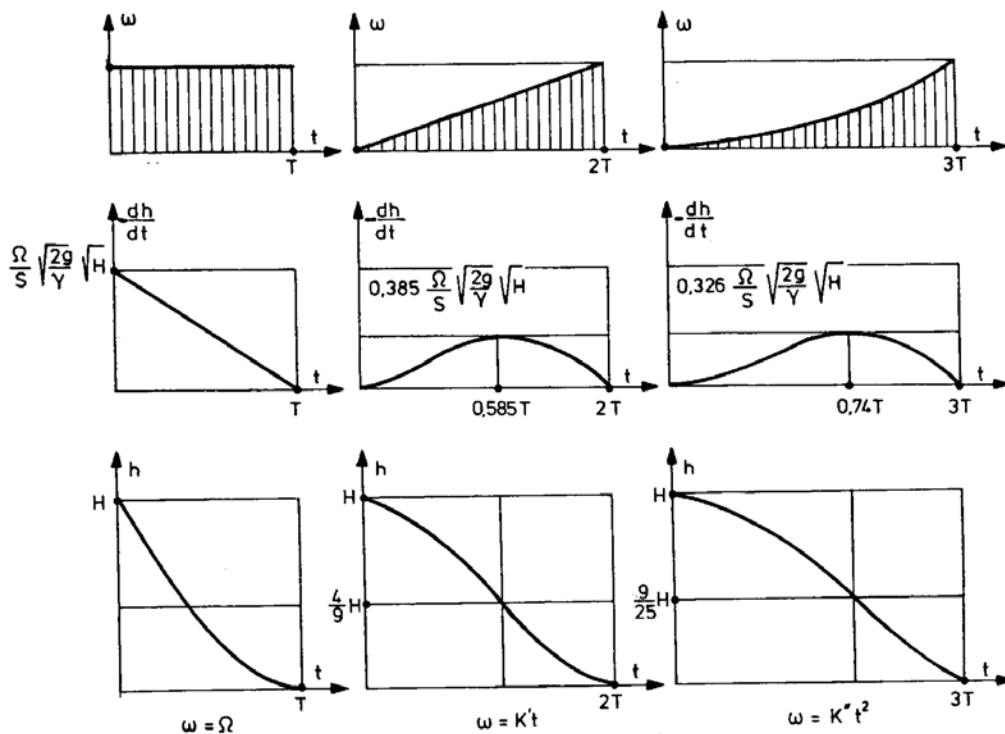


Figure 6.29 Comparaison graphique de lois de levage (même section finale)

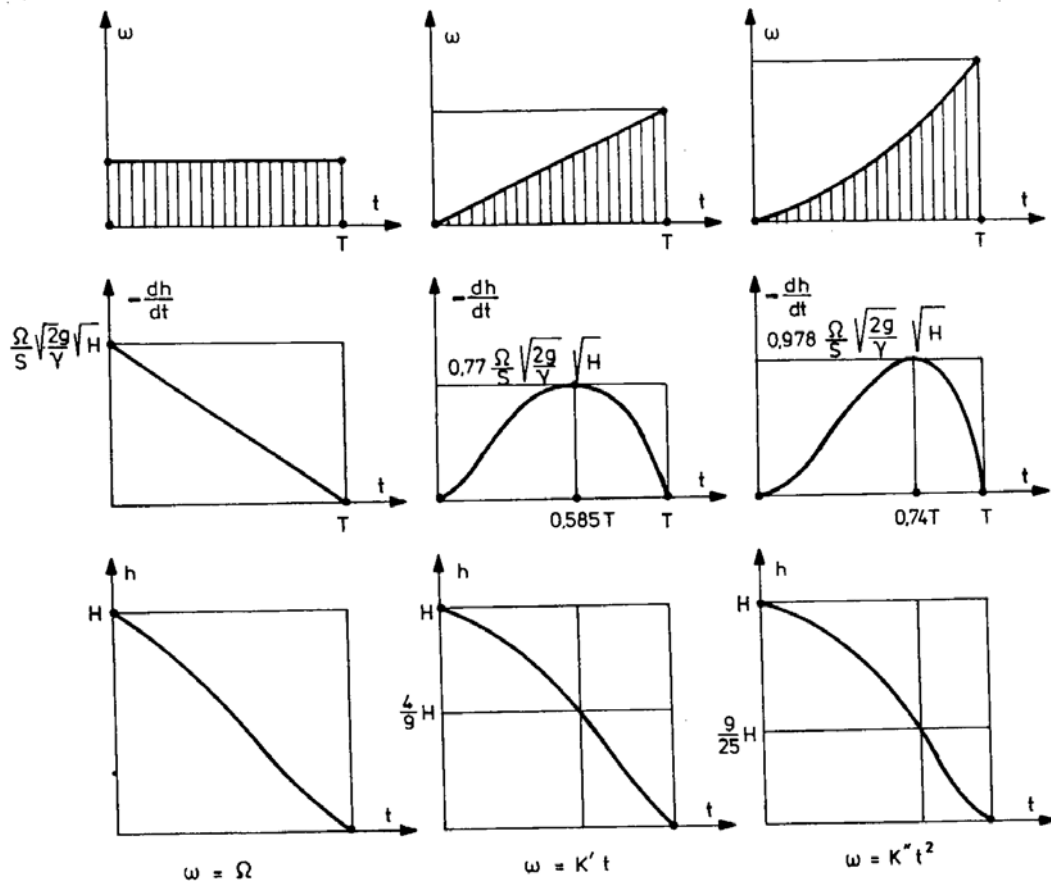


Figure 6.30 Comparaison graphique de lois de levage (même temps de sasement)

6.4 Types de portes

Les portes peuvent se classer en plusieurs catégories :

- Portes mobiles autour d'un axe vertical (portes busquées, porte à un vantail, porte secteur à axe de rotation vertical) ;
- Portes mobiles autour d'un axe horizontal (porte segment, porte clapet)
- Porte à translation verticale (porte levante, ...)
- Porte à translation horizontale (suspendue, roulante, brouette, ...)

Nous en décrivons plusieurs types dans les pages qui suivent.

6.4.1 Portes busquées

Les portes busquées constituent le système de fermeture le plus répandu des écluses ; c'en est d'ailleurs la principale application. C'est probablement la raison pour laquelle on étend le nom d'écluses aux ouvrages d'assèchement et d'irrigation qui sont munis de telles portes ou de portes à vantail, bien qu'ils ne constituent pas des ouvrages de navigation.

Les portes busquées se composent de deux vantaux étanches à axes verticaux ; en position fermée, ils sont arc-boutés sous l'effet de la pression de l'eau, la sécurité de cet arc-boutement

est parfois assurée (bien que pas recommandée) par l'appui inférieur des vantaux contre un seuil disposé en chevron, appelé busc. Le bord de l'enclave où s'effectue l'appui du vantail de la porte est le chardonnet (voir figure 6.31). Le dé sur lequel s'appuie la porte s'appelle bourdonnière.

Un vantail comporte nécessairement :

- un montant matérialisant l'axe de rotation ou poteau-tourillon,
- un montant qui doit se serrer contre le montant correspondant de l'autre vantail, qui s'appelle poteau busqué,
- des entretoises reliant ces deux montants (ou traverses),
- des montants intermédiaires ou aiguilles,
- des dispositifs d'indéformabilité et un bordage étanche à l'amont,
- des heurtoirs d'appui latéral,
- en outre, les pivots ou axes,
- et éventuellement des vantelles pour le remplissage et la vidange.

Selon l'époque de construction, l'étanchéité est réalisée par des pièces de bois ou par des dérivés de caoutchouc disposés à l'aval de la porte et appliqués par la pression sur les chardonnets et le busc.

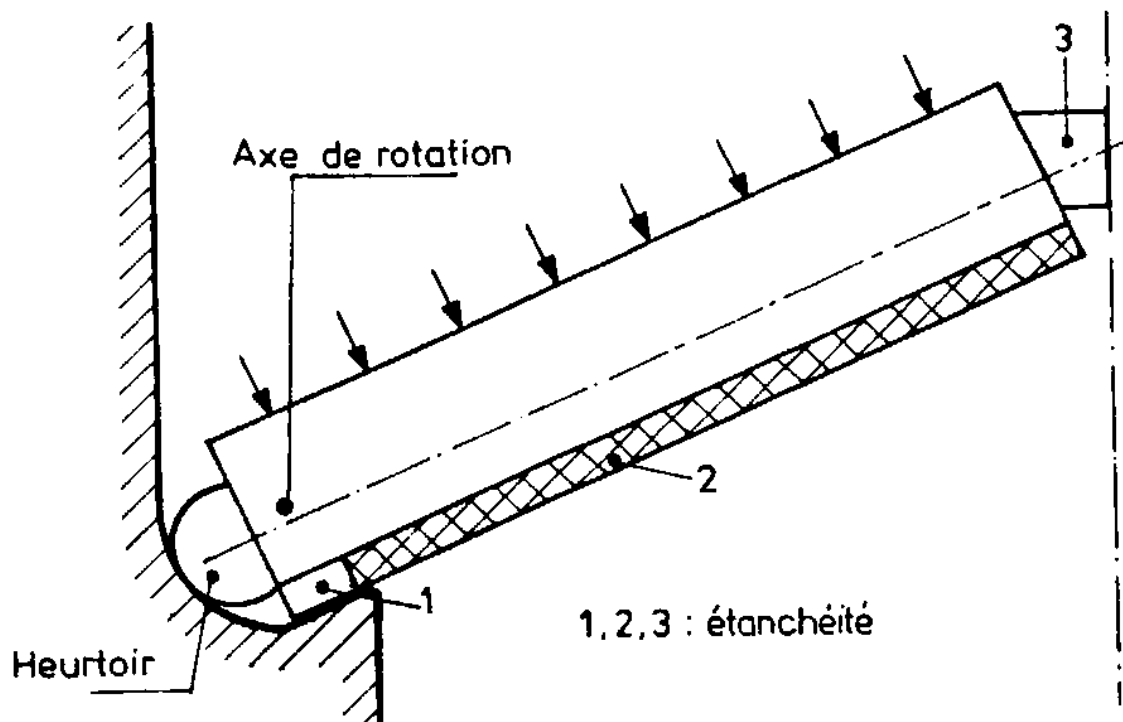


Figure 6.31

Résistance des portes busquées en position ouverte

La résistance de ces portes est assez complexe. En position ouverte, les actions extérieures sont le poids P , la réaction verticale V du pivot inférieur et les réactions horizontales H du collier supérieur et du pivot inférieur. Les équations d'équilibre (figure 6.18) établissent que :

$$V = P \quad \text{et} \quad H = \frac{P.d}{h} \quad (6-23)$$

Donc le pivot supporte tout le poids de la porte ainsi qu'une poussée, et la porte exerce sur son collier supérieur une traction qui rend nécessaire un ancrage important dans la maçonnerie du bajoyer. En outre, un moment de flexion tend à déformer le cadre et à lui faire « prendre du nez » (figure 6.32). Pour s'opposer à cette dernière éventualité, dangereuse parce que la porte frotterait sur le radier ce qui rendrait son ouverture et pourrait amener par voilement une dislocation rapide, on peut rendre la porte indéformable par une triangulation, soit par un tirant diagonal tendu dont la tension maximale est $T = \frac{H.h}{t}$, soit par un bracon, diagonale comprimée, dont la compression maximale est $C = \frac{H.h}{t}$.

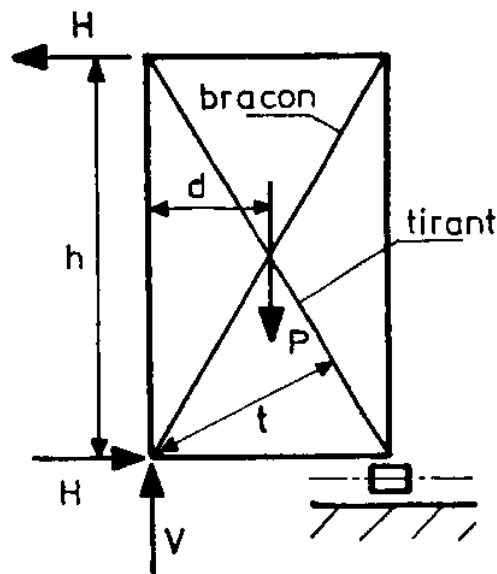


Figure 6.32 Porte avec galet (assez rare)

Ces valeurs sont des maxima, car elles ne tiennent compte ni des assemblages rigides, ni du bordage raidisseur. On peut supprimer le moment déformant et la traction sur l'axe supérieur en plaçant sous le poteau busqué un galet d'appui. Le poids P se répartit entre ce galet et le pivot d'une manière qui se détermine comme les réactions d'une pièce sur deux appuis. Ce dispositif ne se rencontre guère que sous des lourdes portes d'écluses maritimes. Il est peu répandu malgré ses avantages théoriques, car le chemin de roulement est difficile à régler et s'ensable. Le mouvement peut aussi être affecté par la chute de corps sur le chemin de

roulement et la résistance du galet corrodé par l'eau. La porte est parfois équipée sous le niveau minimum de l'eau d'un caisson dont la poussée soulage ou équilibre le poids.

Résistance des portes busquées en position fermée

La sollicitation de la porte sous l'effet de la pression de l'eau est analogue à celle d'un arc à trois rotules. Pour cette raison, il est rationnel de réaliser dans les grandes portes métalliques modernes l'appui des vantaux sur le chardonnet et entre eux par des dispositifs analogues à des rotules (heurtoirs) auxquels on adjoint des éléments spéciaux d'étanchéité. On fait ainsi abstraction de l'appui de la porte sur le busc (c'est-à-dire pas d'appui en partie basse). Cet appui peut d'ailleurs ne recevoir que des réactions assez faibles si les vantaux sont bien réglés.

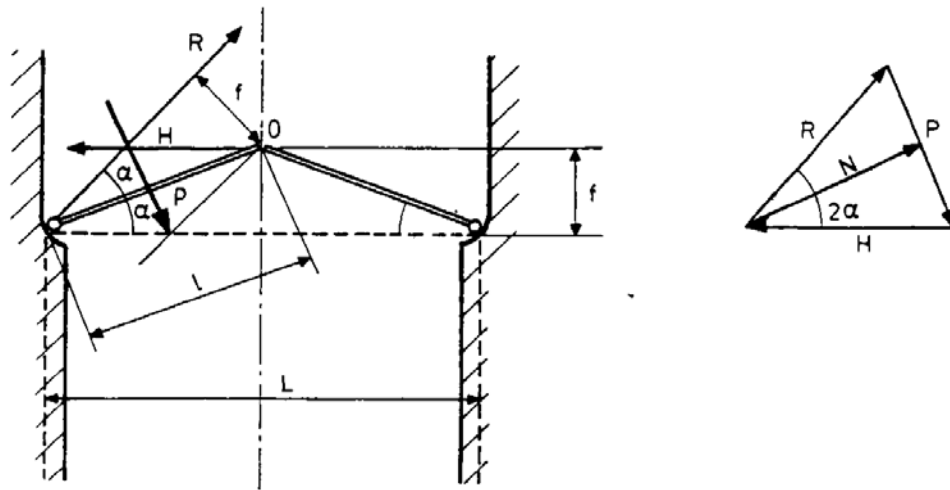


Figure 6.33

Anciennement, on essayait de réaliser un arc-boutement de la porte de telle sorte que l'étanchéité soit assurée sur les poteaux busqués et tourillons et sur le busc. On comprend toute la difficulté de l'opération. Si les vantaux sont trop longs, ils s'arc-boutent sans appui sur le busc et s'ils sont trop courts, ils s'appuient sur le busc sans arc-boutement. Le joint qui subsiste entre les poteaux laisse fuir l'eau. L'arc-boutement est cependant essentiel pour assurer la résistance des portes. A l'heure actuelle, les fourrures inférieures dont sont munies les portes busquées portent aussi des dispositifs souples qui assurent l'étanchéité comme suit.

La manœuvre de la porte est synchronisée de telle sorte que les 2 vantaux viennent s'arrêter le long de la surface ad-hoc le long des poteaux busqués. A ce moment, les dispositifs souples sont légèrement comprimés. Sous l'influence de la flexion de la traverse inférieure, les caoutchoucs s'écrasent et réalisent l'étanchéité dès que la porte est en charge. Dans les portes hautes et étroites, l'appui n'est pas du tout réalisé sur le busc et l'étanchéité est assurée par une tôle flexible.

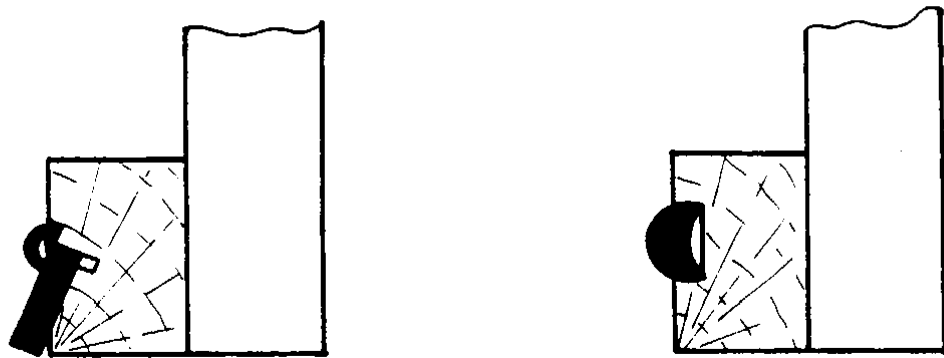


Figure 6.34

Les vantaux exercent sur les chardonnets des poussées qui se déterminent aisément par la statique et dont l'importance est telle qu'ils ne peuvent pas être transmis par les axes de rotation. Ces poussées exigent des appuis spéciaux qui portent le nom de heurtoirs. Pour mettre ces poussées en évidence, supposons d'abord que la porte soit remplacée par deux poutres droites arc-boutées et chargées de la pression hydrostatique totale. En écrivant l'équation d'équilibre de rotation autour du point 0, on a :

$$Rf = \frac{Pl}{2} \quad d'où \quad R = \frac{Pl}{2f} \quad (6-24)$$

L'angle α est déterminé par l'expérience et on adopte généralement $\tan \alpha = 0,3$ à $0,4$ ($\sin \alpha = f/l$), d'où $l/f = 2,7$ à $3,5$ et $H = R = 1,35$ à $1,75 P$.

Les vantaux poutres sont comprimés axialement par un effort (figure 6.35)

$$N = R \cos \alpha = \frac{P}{2 \sin \alpha} \cos \alpha = \frac{P}{2 \tan \alpha} = \frac{P}{2} \frac{L}{f} \quad (6-25)$$

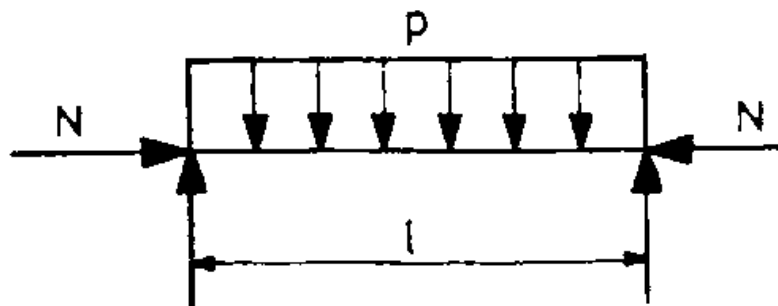


Figure 6.35

Ils sont également soumis à la flexion dans le plan horizontal, le moment est maximum au milieu et vaut $M = \frac{Pl}{8}$ après avoir posé $P = p.l$.

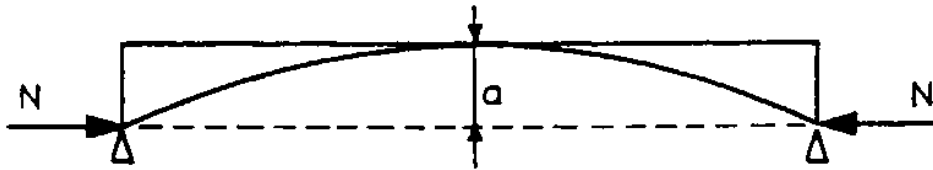


Figure 6.36

En excentrant l'effort de compression, on peut annuler ce moment ; en effet, on a :

$$M = \frac{Pl}{8} - Na = \frac{P}{4} \left(\frac{l}{2} - \frac{La}{f} \right) \quad \text{et } M \text{ est nul pour } \frac{l}{2} = \frac{La}{f}. \quad (6-26)$$

Il résulte une solution peu intéressante car le diagramme des moments résiduels présente des maxima aux appuis, c'est-à-dire dans les zones où l'effort tranchant est aussi maximum.

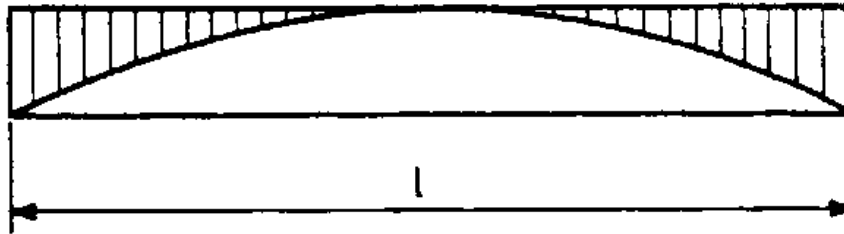


Figure 6.37

Il convient plutôt de disposer de l'excentricité a pour obtenir un diagramme de moments résiduels présentant une situation telle que la contrainte de flexion en C soit égale à la tension de comparaison en A et B.

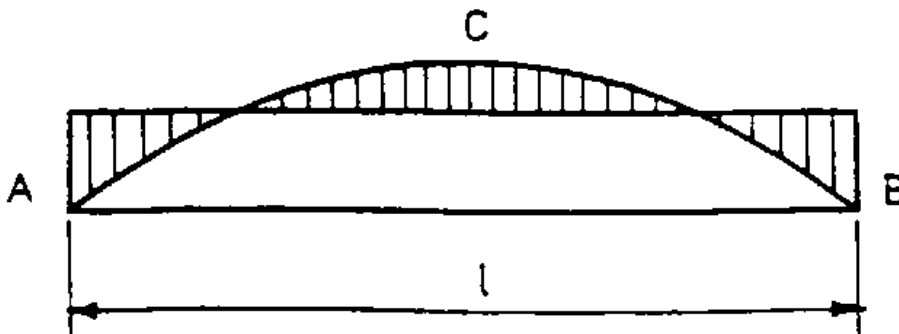


Figure 6.38

Si le vantail est circulaire, le moment est nul en tous points car les pressions sont normales, et le vantail est soumis dans toutes ses sections verticales à un effort N de compression simple valant alors $R : H = R = N = PL/2f = 1,35 P$ à $1,75 P$.

Dès lors, théoriquement le bordage seul, convenablement raidi, peut assurer la résistance, mais l'appui sur le chardonnet et l'action du busage doivent s'exercer dans les plans tangents au bordage.

La sollicitation d'ensemble d'un vantail est ainsi connue. Il reste à établir sa répartition suivant la hauteur. Elle est compliquée du fait de la variation des pressions et de l'appui éventuel sur le busc, qui fait intervenir la flexion verticale. Celle-ci rend malaisée la répartition des efforts sollicitants. S'il n'y a pas d'appui sur le busc, une solution très satisfaisante est obtenue par un système d'égale flexion horizontale, évitant toute flexion verticale.

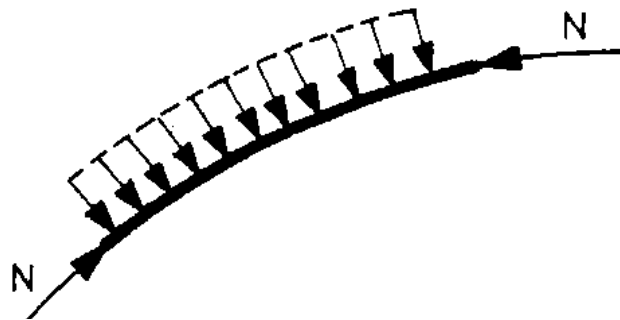


Figure 6.39

Il conviendra lors des calculs de tenir compte au mieux, de ces phénomènes. On peut en somme considérer que la porte est soumise à deux types de forces : celles normales à son plan et celles qui lui sont parallèles.

Notons que pour les portes des écluses à grand gabarit, comme en ouvrages portuaires de ce type, des joins d'étanchéité souples sont le plus souvent associés aux pièces de bois. Une certaine indétermination pendant la manœuvre de la position de l'articulation qui est à deux degrés de liberté entraîne assez souvent des détériorations des pièces de bois. Un principe d'étanchéité moderne sélectionné consiste donc en un plat en matériau plastique type « UHMWPE » (Ultra High Molecular Weight PolyEthylene) prévu en plat fixé sur le génie civil pour assurer à la fois l'étanchéité et la reprise des efforts de poussée, la partie « UHMWPE » semblant être fixée sur le génie civil.

Modes d'appui des portes busquées et conséquences fonctionnelles

Le principe de la porte busquée consiste à transmettre les réactions de busage directement sur le génie civil via les pièces d'appui sans solliciter les articulations, ce qui nécessite de prévoir une mobilité de celles-ci.

Il existe classiquement trois modes d'appui des vantaux sur les bajoyers [10] :

- Mode 1 (mode classique)

Ce mode direct ne nécessite qu'une translation des vantaux colinéaire à la résultante de la réaction sur le bajoyer (sans composante secondaire pour ce mode). Cette conception très pure exige des étanchéités souples, ce qui ne pose pas de problèmes.

- **Mode 2**

Ce mode indirect nécessite deux translations l'une dans la direction du plan du vantail et l'autre qui lui est perpendiculaire. Ce mode exige sur chaque bajoyer deux dispositifs d'appui l'un orthogonal au plan du vantail et l'autre perpendiculaire.

Son principal avantage est que la poussée applique la porte sur le plan d'étanchéité, ce qui, par le passé, était appréciable compte tenu des moyens industriels limités dont les constructeurs disposaient.

Ce concept exige des articulations à deux degrés de liberté en translation susceptibles d'un fonctionnement moins précis, et pouvant notamment être à l'origine de ripages bruyants dommageables pour les appuis de buscage et les pièces de bois lors de la mise en charge.

Ce principe est à déconseiller dans le cas où un très grand nombre de cycles annuels doivent être effectués sans dommage.

- **Mode 3**

Ce mode intermédiaire aux deux modes précédents nécessite tout comme le mode 2 deux translations, l'une dans la direction du plan du vantail et l'autre située dans une direction médiane entre la résultante de réaction d'appui et la direction du plan du vantail. Cette solution qui compte de nombreuses réalisations en France datant des années 1960 et 1970 est aussi à déconseiller lorsqu'un nombre important de cycles annuels est prévisible.

- **Un quatrième mode d'appui, le mode 4**

Les techniques actuelles permettent pour les portes busquées de grande dimension (Canal Seine Nord, par exemple) des architectures de portes basées sur la reprise directe des efforts de buscage sur les organes de pivotement, cette solution correctement conçue et réalisée est a priori la plus fiable, la plus facile et la moins coûteuse à maintenir. Il en existe déjà quelques réalisations en grand gabarit.

En ce qui concerne la réaction d'appui sur les articulations, ce mode s'apparente au mode 1 puisqu'il n'y a pas de composante secondaire, ce qui lui confère une grande pureté fonctionnelle.

Par contre sans que cela pose problème, ce mode d'appui nécessite quelques précautions pour la conception des poteaux tourillons qui demandent à être plus rigides que pour les conceptions classiques.

Ainsi, à partir d'une certaine hauteur de porte, l'adjonction d'un ou deux appuis intermédiaires implantés sur le chardonnet parallèlement au plan moyen du vantail permet de soulager la flexion. Ce ne sont pas des appuis de buscage (ils sont pas ailleurs beaucoup moins sollicités).

Cette adjonction constitue une méthode aisée d'optimisation de la structure. On remarquera que ce ou ces appuis ne sont pas en contact lorsque la porte est ouverte ou en manœuvre, ce n'est qu'à partir d'une certaine poussée, porte fermée, qu'ils entrent en action après une légère déformation élastique du poteau tourillon.

Ce type de porte busquée nécessite des étanchéités souples ce qui ne pose pas de problème particulier.

Ce système comporte divers avantages : suppression de tout système permettant la mobilité des articulations, suppression des appuis de buscage des bajoyers fortement sollicités en contraintes de contact dans la version appuis ponctuels immergés acier sur acier (ce sont ces appuis qui entraînent les sujétions de maintenance les plus contraignantes).

Avantages des portes busquées

- pas de restriction du tirant d'air
- manœuvre aisée n'exigeant que peu de puissance
- usure localisée en un point (pivot)
- légèreté d'ensemble car la porte est à peine supérieure à la moitié de la largeur
- bordage généralement situé d'un seul côté
- remplacement et enlèvement aisé à cause du poids peu élevé
- possibilité d'installation de vannes dans les vantaux.

Désavantages des portes busquées

- la pression ne peut être appliquée que d'un seul et même côté
- la fermeture ne peut avoir lieu qu'en eau calme sinon il y a grave danger d'avarie
- grand espace perdu dans la tête pour permettre leur rotation
- obligation d'avoir un arc-boutement parfaitement réalisé sinon risque de sollicitations anormales
- exigence sévère des tolérances de placement
- l'étanchéité absolue est rarement atteinte
- la partie la plus délicate est sous eau.

Avec l'évolution technologique, il existe désormais des portes busquées plus modernes, réalisées parfois en matériaux composites. D'autres possèdent des vérins pouvant reprendre une compression limitée due à un renversement limité de la pression (1 à 2 m) (figure 6.40).



Figure 6.40 Porte busquée « réversible » (Grand-Bretagne)

6.4.2 Portes planes franchissant en une seule volée la largeur de l'écluse

Il s'agit de portes levantes ou à déplacement latéral (glissantes, roulantes ou suspendues) qui sont constituées d'un bordage plan raidi.

a) Portes levantes

Elles sont ouvertes en les soulevant verticalement au-dessus de la tête de l'écluse où elles sont logées, d'une hauteur égale ou supérieure au tirant d'air. Il est donc indispensable de prévoir une structure de guidage et de support des mécanismes qui se présente généralement comme un portique enjambant l'écluse.

En position fermée, l'étanchéité est assurée sur le bord inférieur grâce à la pression exercée par le poids de la porte reposant sur un ou des madriers en bois. A cet effet, il ne peut donc être question d'équilibrer complètement le poids de la porte par des contrepoids.

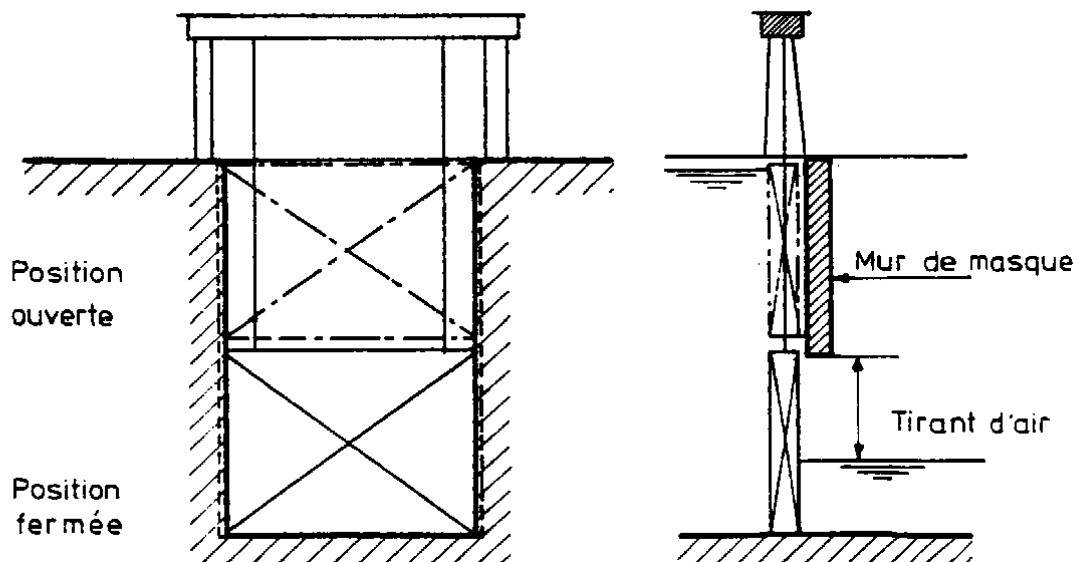


Figure 6.41 Porte levante

Elle peut être aussi utilisée au contact du mur de masque si celui-ci existe pour éviter la transmission d'efforts localisés à une structure plane de grande hauteur. Théoriquement une telle porte, de par sa constitution, est susceptible de résister dans les deux sens de pression pour autant qu'elle soit munie sur les deux faces des éléments d'étanchéité indispensables.

Ce facteur est fréquemment cité comme un avantage des portes levantes sur les portes busquées.

Il importe cependant de remarquer que si l'on n'y prend garde, un grave défaut d'étanchéité sous l'action de la pression hydrostatique agissant de bas en haut, peut se manifester pour un sens de la pression tout au moins. Ceci pour les portes très larges donc très épaisses où P_v pourrait dépasser le poids de la porte. C'est la raison pour laquelle, dans le cas où la pression ne peut changer de sens (rivière), on place généralement le bordage à l'aval de la porte.

Les portes levantes ne requièrent que des feuillures d'appui très étroites. Les bords en sont renforcés par des cornières métalliques et les zones voisines sont frettées. Leur réparation est relativement aisée puisque à chaque éclusage, la porte sort de l'eau complètement.

La manœuvre est aisée et rapide. On peut aussi, par levage lent (au début), assurer le remplissage du sas. Dans ce cas, on a plus souvent affaire à des vannes levantes de sasement. Il importe dans ces conditions de lever la porte alors qu'elle est soumise à la pleine pression hydrostatique et de prévoir des dispositifs de roulement appropriés. Pour des petites portes, le roulement du type wagon convient le mieux, quoique de plus en plus remplacé par des vannes glissantes. Pour de lourdes portes, on peut songer à adopter un roulement de type Stoney (figure 6.24) dont on a fait usage pour certaines vannes de barrage mobile. Les efforts sont alors répartis sur un grand nombre de galets, les frottements des axes dans les coussinets des paliers sont supprimés et les axes ne sont plus soumis au cisaillement.

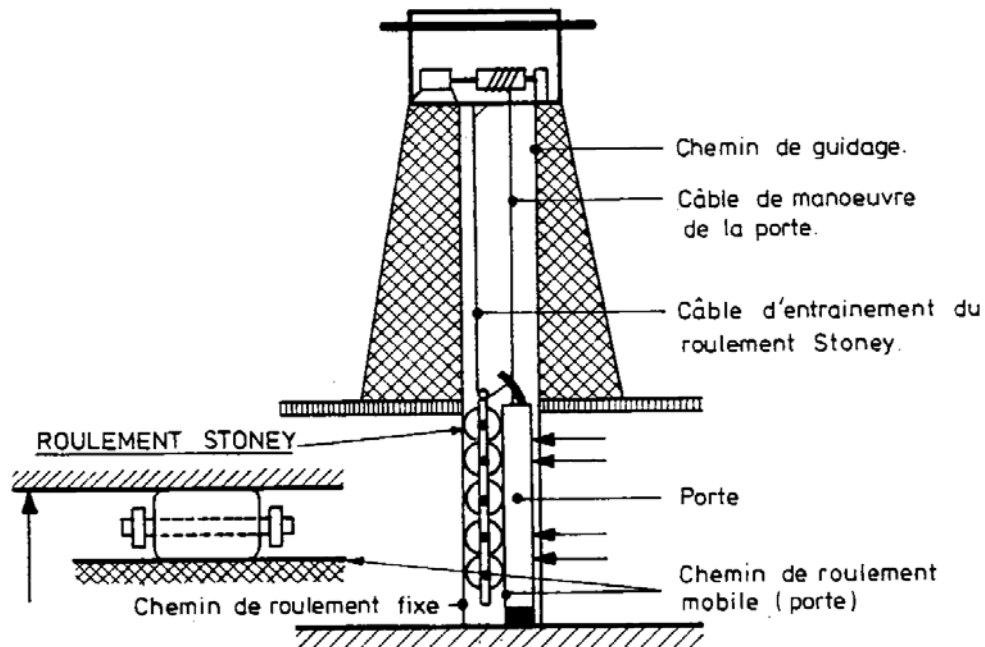


Figure 6.42 Système Stoney

Les portes levantes sont plus lourdes et plus coûteuses que les portes busquées. Comme il faut les lever très haut pour réaliser le tirant d'air requis, il peut être avantageux de diviser la vanne dans le sens horizontal, mais cela complique la manœuvre.

On peut les employer comme portes d'amont des écluses à mur de chute et comme porte aval des écluses à forte chute, la tête aval étant partiellement fermée par un masque fixe réservant un pertuis de hauteur suffisante pour la sortie des bateaux et qui peut être obturé par la vanne baissée. Au levage, celle-ci s'efface derrière le masque.

Pour éviter de soulever des poids d'eau inutiles, les pièces horizontales sont perforées. Ceci entraîne l'inconvénient d'une véritable pluie se produisant sur les bateaux passant sous la porte au moment de son soulèvement et quelques temps après. En période de gel, il peut en résulter des accidents dus à la couche de glace se déposant sur les bateaux.

En résumé, on peut dire que les portes levantes possèdent les avantages énoncés ci-après :

- elles peuvent être fermées ou ouvertes alors que le courant n'est pas nul ou qu'il y a une différence de niveau,
- elles tolèrent la pression sur les deux faces,
- toutes les parties mobiles sont accessibles pour les réparations ou la peinture,
- le bordage sur une seule face est suffisant,
- comme il n'y a pas de caissons, il est simple de prévoir éventuellement des vantelles de sasement,
- la fermeture peut être très rapide, aussi conviennent-elles très bien comme portes de garde,

Mais en regard de ces éléments positifs, il y a de très gros inconvénients (vis-à-vis des portes busquées) :

- le portique limite le tirant d'air,
- coût de construction et d'exploitation,
- ruissellement d'eau.

b) Portes glissantes, roulantes ou suspendues

A l'origine, ces portes se rencontraient surtout dans les grandes écluses maritimes. L'accroissement des dimensions des écluses d'intérieure fait cependant qu'on les y emploie de plus en plus également.

Ces portes se déplacent perpendiculairement à l'axe de l'écluse. En position ouverte, elles sont retirées dans une chambre de porte latérale. Les têtes ne doivent donc pas être longues, mais l'encombrement latéral est grand. Le système le plus simple est celui des portes glissantes qui sont terminées en dessous par une forte traverse en bois très dur frottant sur des glissières métalliques ou de préférence en granit poli.

Le frottement est élevé, mais n'agit que sur un poids peu considérable, s'il y a équilibrage. Cette disposition assez rudimentaire a pour but d'éviter les parties mécaniques sous eau, et leur ensablement.

Le système hydrolift² (Pays-Bas) permet de réduire ces forces de frottement en faisant glisser la porte sur un plan d'eau d'1 mm.

Le même résultat est obtenu par des portes roulantes sur un pont supérieur. On peut avoir un pont ou un portique fixe assez élevé pour permettre le passage des bateaux, la porte est suspendue aux chariots de roulement par des tirants ou câbles. Ce système a été beaucoup employé sur les voies navigables belges (notamment à Lanaye).

Lorsque la porte est retirée dans la chambre de porte, on peut éventuellement la soulever au-dessus du terre-plein pour l'entretien, du moins pour les portes d'une hauteur modérée.

Le chemin de roulement peut aussi être constitué par un pont basculant. Ce pont se meut au-dessus de la chambre de porte qui est couverte dans les deux positions. Lorsque la porte est ouverte, on ouvre le pont basculant.

² Référence [2] page 136

Comme disposition mixte, on peut avoir la porte roulant sur la partie supérieure de la chambre de port à l'arrière, sur le fond à l'avant. C'est le système des écluses maritimes belges.

Très souvent, dans les portes modernes, le mouvement se produit par roulement sur des rails fixés sur le fond, au moyen de galets fixés à la partie inférieure de la porte. Il doit y avoir un guidage latéral laissant un certain jeu toutefois notamment pour le refoulement de l'eau hors de la chambre lors de l'ouverture ainsi que pour l'entrée et la sortie de la porte. Il est d'ailleurs éventuellement nécessaire pour le refoulement de l'eau de prévoir un aqueduc spécial débouchant dans le fond de la chambre. Ces aqueducs peuvent aussi servir au nettoyage de la chambre par des chasses, etc.

Le mieux est de ne pas fermer la porte latéralement pour permettre à l'eau de passer à travers elle.

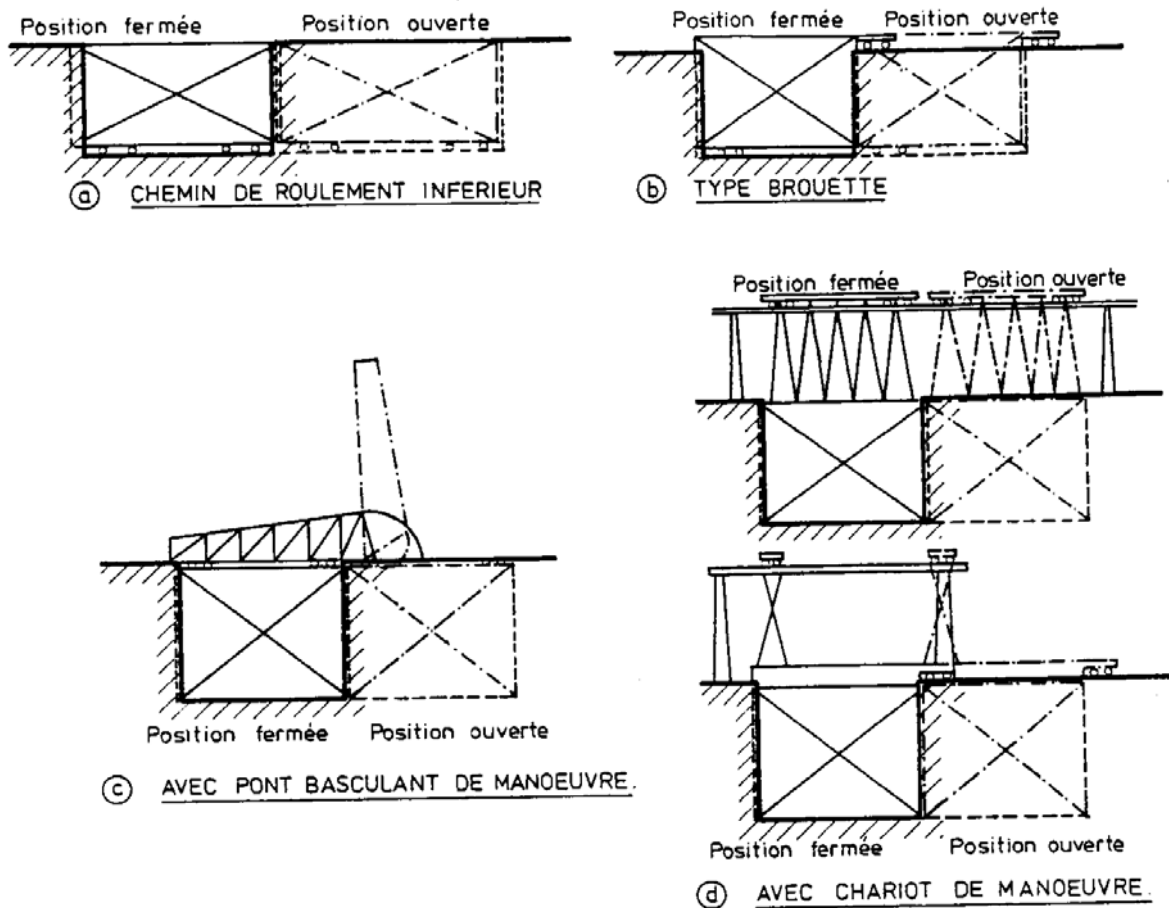


Figure 6.43 Portes roulantes

A cause des poids élevés en jeu, les portes roulantes sont habituellement équilibrées par des caissons étanches qui soulagent la charge reprise par les roulements. Ces caissons doivent être placés plus bas que les plus basses eaux pour assurer le poids constant. Ils doivent être visitables. En outre, la porte doit pouvoir être rendue complètement flottante grâce à des caissons complémentaires (remplis d'eau en service normal) pour faciliter sa mise en place et les réparations. Ceci nécessite d'abord un profil adéquat de l'entrée de la chambre de porte.

On doit prévoir la possibilité d'isoler complètement la porte dans la chambre de porte pour les réparations : cette chambre doit donc pouvoir résister à la manière d'une cale sèche.

L'usure des rails pose un problème très délicat. On a pu estimer à l'époque à Ijmuiden (P-B) que les rails s'usaient à raison de 1 mm par an à cause de la rouille et de son enlèvement au passage des roues. Les galets doivent être plus dure que les rails parce qu'ils sont sujets à une plus forte usure : chaque point de la roue touche en effet le rail plusieurs fois en roulant hors de ou vers la chambre.

L'usure des rails est minimum vers l'extrémité des rails où ils sont en contact avec un seul chariot et est maximum au milieu des rails (près de l'entrée de la chambre) où ils sont en contact avec les deux roues.

On peut synthétiser comme suit les caractéristiques des portes des portes à déplacement latéral :

- elles peuvent opérer dans les deux sens de pression,
- quand elles sont dans la chambre, elles sont complètement à l'abri des bateaux,
- elles sont de manœuvre rapide et aisée.

D'autre part :

- elles sont très lourdes car elles couvrent toute la portée de l'écluse,
- les portes glissantes usent les chemins de glissement et les fourrures d'étanchéité, tandis que les portes roulantes (chemins supérieur ou inférieur) usent les galets et les rails,
- elles exigent une vérification périodique des chambres d'équilibrage lorsqu'elles en comportent,
- les aqueducs de sassement sont asymétriques, surtout si la chambre de porte est dédoublée (1 porte de réserve).

6.4.3 Portes segment

Les portes à segment, solution peu répandue, ont le même inconvénient que les portes levantes : elles limitent le tirant d'air. Elles exigent une tête plus longue. Elles sont plus lourdes mais peuvent être équilibrées.

Par contre, elles permettent une manœuvre plus facile, notamment lorsque l'ouverture se fait sous une charge pour le remplissage. En fait, elles n'ont aucune supériorité pour le service d'écluses ; on les emploie surtout comme portes de sûreté dans les canaux, car elles sont faciles à manœuvrer en toutes circonstances, même dans un courant.

Elles sont facilement accessibles pour peinture ou réparation. Les portes à segment ne conviennent d'ailleurs que comme portes d'amont.

Voir aussi le § 6.4.6.

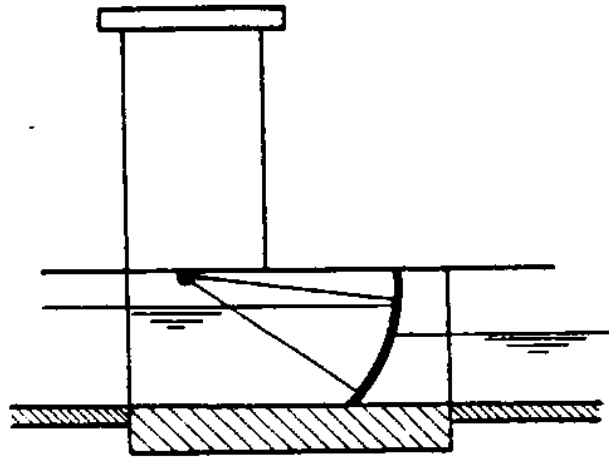


Figure 6.44 Porte segment

6.4.4 Portes à cylindres

Les portes à cylindres exigent des têtes longues, elles sont lourdes et difficiles à manœuvrer en l'absence d'équilibrage. Elles exigent une superstructure considérable au-dessus du terre-plein pour permettre une élévation suffisante au-dessus du plan d'eau.

Pour éviter un trop grand déplacement horizontal et une tête trop longue, on rend le chemin de roulement presque vertical, ce qui augmente considérablement les efforts de levage.

L'avantage est que la rigidité torsionnelle autorise la manœuvre de déplacement d'un seul côté.

Ce dernier type ne convient également que comme porte amont.

Ces types ne présentent aucune aptitude particulière comme portes d'écluses : ils encombrent l'espace au-dessus du terre-plein de constructions élevées et interrompent la continuité du halage. Ils ont reçu quelques applications surtout dans le but de permettre le remplissage et la vidange par ouverture des portes.



Figure 6.45 Porte à cylindres

6.4.5 Portes clapet (canal Albert, Lanaye)

Les portes clapet et à rabattement sont analogues aux hausses des barrages mobiles et conviennent surtout pour les faibles hauteurs. Elles tournent autour d'un axe inférieur horizontal. La traverse inférieure peut s'appuyer en position fermée contre un seuil.

Les portes de ce type, sont généralement constituées d'aiguilles prenant appui sur des traverses inférieures et supérieures très rigides.

Ces portes peuvent être rendues automotrices en les munissant d'un double bordage et de réservoirs à air, qui sont remplis d'eau lorsque la porte est ouverte et repose sur le fond. Pour lever la porte, on insuffle de l'air. La porte se dresse et s'applique contre les feuillures d'appui, légèrement en surplomb vers l'amont. On vide ensuite le sas, la pression d'amont maintient la porte appliquée mais en même temps, par suite de cette pression qui s'exerce par un orifice amont, l'air s'échappe par un orifice aval et la chambre se remplit d'eau. Lorsque pour un éclusage, le sas a été rempli, sous l'effet d'un léger excédent du poids sur la poussée hydrostatique, la porte se rabat.

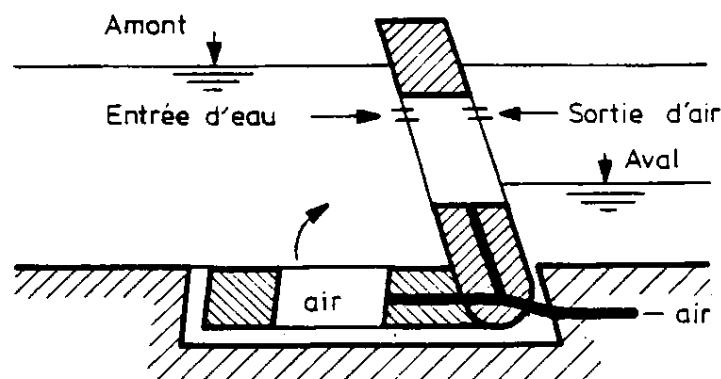


Figure 6.46

Ce type de porte est intéressant car il exige une tête peu longue si le sas est peu profond. La manœuvre est aisée et, par rapport aux vannes levantes, elle a l'avantage de ne pas s'élever au-dessus du terre-plein, qui reste libre.

Le grave inconvénient est que la porte rabattante n'est plus accessible pour réparations. Comme elle est constamment noyée, on peut espérer cependant une bonne résistance à la corrosion. De même, elle n'est pas visible, ce qui est susceptible de conduire à des accidents.

6.4.6 Technologies récentes

Citons les exemples suivants

a) vanne segment avec axe de rotation horizontal

Cette porte (amont) connaît un franc succès en Allemagne depuis une vingtaine d'années. Lorsque le remplissage se fait à travers la porte, la hauteur de chute maximale tolérée avoisine les 8 mètres. Si la porte est manœuvrée des deux côtés, il convient de prendre garde à la création de couples et forces asymétriques sur la porte, sans quoi les paliers seront endommagés.



Figure 6.47 Vanne segment (Allemagne)

Pour le processus de remplissage (voir figure 6.48), la porte segment est légèrement abaissée de façon à ouvrir l'accès à la chambre de la porte et à la chambre de dissipation d'énergie. Quand la chambre est remplie, la porte segment continue de pivoter vers le bas jusqu'à ce que l'écluse soit accessible aux bateaux (figure 6.48, milieu). Pour les opérations de maintenance, la porte peut être levée (figure 6.48, droite), de sorte que le remplacement de joints notamment, ne nécessite pas une mise à sec de l'écluse.

Certaines écluses équipées de la sorte ont également vocation d'ouvrage de décharge dans certaines circonstances, ce qui est exceptionnel pour une porte d'écluse. De ce fait, ce type de porte nécessite une étude poussée concernant les phénomènes de vibrations induits par le passage de l'eau.

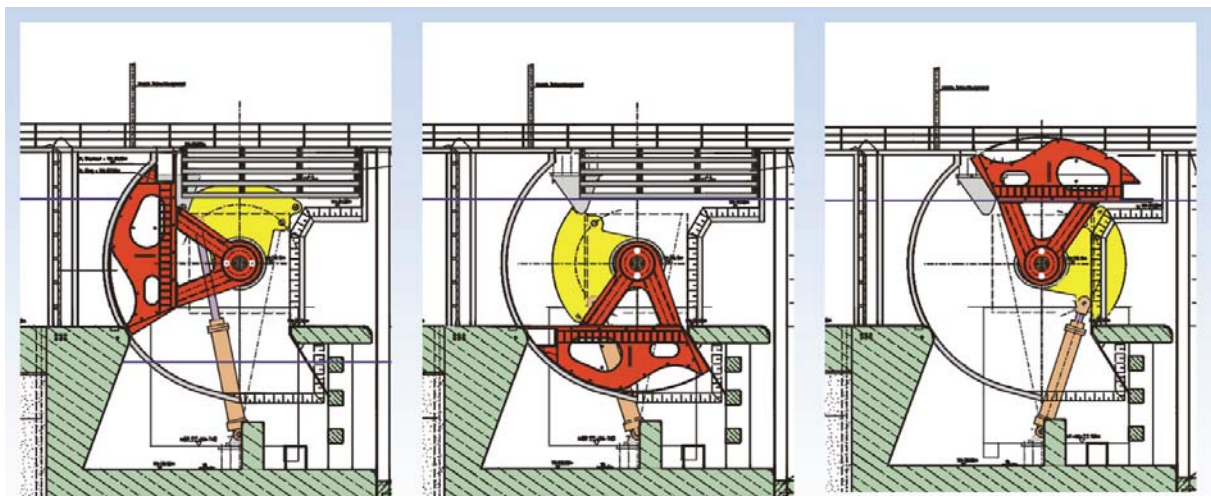


Figure 6.48 Porte segment (Allemagne)

b) Porte secteur à axe vertical



Figure 6.49 Porte secteur à axe vertical (La Rance – France)

Cette solution est efficace et économique lorsqu'on se trouve dans le cas où la différence de niveau peut être dans les deux directions. Ces portes permettent un remplissage et une vidange aisés sans aqueducs. On procède en réalisant une rotation initiale très faible des portes, en gardant la partie centrale étanche, de sorte que l'eau s'écoule par les côtés des portes.

Un désavantage de ce système est qu'il nécessite une grande réservation dans le génie civil afin que les portes puissent s'y positionner lorsqu'elles sont ouvertes. Dès lors, cette solution n'est pas évidente pour des écluses de grandes dimensions ou pour des écluses situées dans des zones où l'espace de construction est très restreint.

Ce type de porte est aussi employé pour des barrières anti-tempêtes (voir chapitre 3).

6.4.7 Calcul des bordages plans

Effet de plaque

Les traverses, aiguilles et raidisseurs forment un quadrillage supportant le bordage d'étanchéité. Les panneaux de bordage sont ainsi des éléments rectangulaires dont on peut spéculer sur la nature des appuis. Au contact des pièces très rigides telles que les traverses et les aiguilles, on peut sans doute estimer que l'appui est proche de l'encastrement parfait alors que, au contact des petits éléments de raidissage, qui fléchissent également sous l'action de la charge extérieure, l'encastrement possède davantage de souplesse. La continuité du bordage est cependant un élément qui doit avoir pour conséquence de faire considérer les plaques comme encastrées sur les 4 bords.

D'autre part, il est bien connu que le moment de flexion sollicitant l'épaisseur de la plaque est plus grand au milieu d'une plaque appuyée qu'au milieu d'une plaque encastrée. Il est aussi plus grand au milieu de la plaque appuyée qu'aux bords de la plaque encastrée.

Dès lors, pour les vérifications de contraintes au droit des appuis, on pourra supposer la plaque encastrée tandis qu'elle sera logiquement supposée appuyée pour le calcul de l'effet maximum au centre et pour la détermination de la plus petite dimension. La soudure est aussi un élément favorable à la prise en compte de l'encastrement, par contre la rivure assure une sollicitation plus proche de l'appui simple.

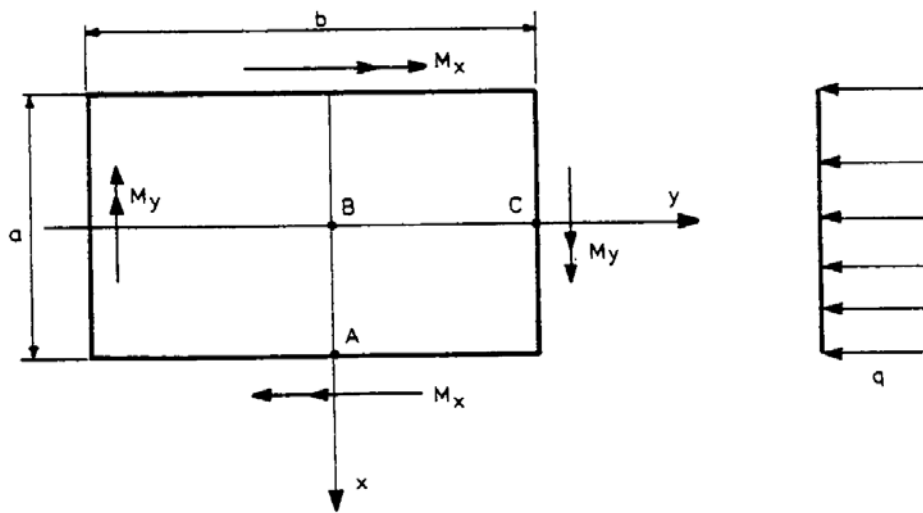


Figure 6.50

Timoshenko, dans son ouvrage relatif aux plaques et aux coques exprime les moments sollicitants sous la forme :

$$M = \gamma q a^2 \quad (6-27)$$

Où q est la charge de référence par unité de surface

γ est un coefficient sans dimension de la plaque, c'est-à-dire du rapport $b/a : 1/\rho$ toujours supposé supérieur à l'unité. Sa valeur est donnée pour les points A, B et C dans le tableau 6.6.

Le calcul des contraintes s'en déduit immédiatement selon la formule $\sigma = \frac{6M}{e^2}$ où e est l'épaisseur.

$\frac{1}{\rho}$	CHARGEMENT UNIFORME (q)							
	M_{x^A}		M_{x^B}		M_{y^C}		M_{y^B}	
	Encas.	App. simple	Encas.	App. simple	Encas.	App. simple	Encas.	App. simple
1	-	0	+	+	-	0	+	+
1,5	0,0513	0	0,0231	0,0480	0,0513	0	0,0231	0,0480
2	0,0757	0	0,0368	0,0865	0,0569	0	0,0203	0,0498
2,5	0,0830	0	0,0412	0,1017	0,0571	0	0,0158	0,0464
3	0,0833	0	0,0417	0,1129	0,0571	0	0,0144	0,0425
∞	0,0833	0	0,0417	0,1189	0,0571	0	0,0136	0,0406
	0,0833	0	0,0417	0,1250	0,0571	0	0,0125	0,0375

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-6

De nombreuses formules ont été proposées pour représenter la variation de la contrainte maximum dans le bordage. Elles se ramènent toutes à la forme :

$$\sigma = \frac{qa^2}{8} \frac{6}{e^2} C_\rho \quad (\text{où } q \text{ est la pression moyenne sur la plaque})$$

$$\sigma = 0,75 \frac{qa^2}{e^2} C_\rho \quad (6.28)$$

Une formule due à Bach correspond à $C_\rho = \frac{0,75}{1 + \rho^2}$

Une autre due à Laharpe correspond à $C_\rho = \frac{0,666}{1 + \rho^4}$

On a aussi attribué à C_ρ les valeurs du tableau de Pigeaud :

$\frac{1}{\rho}$	1	1,5	2	3	∞
C_ρ	0,28	0,52	0,76	0,95	1

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-7 **Tableau de Pigeaud**

Toutes ces formules ne sont pas en accord avec le chargement uniforme de l'appui simple : elles tiennent compte d'un encastrement partiel pour des plaques peu allongées.

Plus conforme au cas de l'appui simple, sont les valeurs proposées par Lemaître et déduites de calculs de Pigeaud (plus conservatif).

Chapitre 6 - Les écluses de navigation

$\frac{1}{\rho}$	1	1,5	2	3	∞
C_{ρ}	0,38	0,65	0,81	0,96	1

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-8 **Tableau de Lemaître**

Les formules et valeurs précédentes ne tiennent pas compte de l'effet de membrane (second ordre).

L'étudiant intéressé par de plus amples informations sur le sujet lira avantageusement la référence [1].

6.5 Les vannes de sassement

Les vannes interviennent dans les processus de remplissage et de vidange. Ce sont des éléments critiques car ils entrent souvent en opération. Ils doivent être fiables et facilement remplaçables.

Les guides et autres éléments fixes sont ancrés dans un béton de seconde phase qui suit le bétonnage d'ensemble. Les éléments à ancrer sont montés et ajustés. Le béton de seconde phase est ensuite coulé avec soin. La précision de ce travail est essentielle pour assurer le fonctionnement correct de la vanne.

6.5.1 Vanne levante

En Europe, ce type de vanne est classiquement employé dans les aqueducs situés à grande profondeur (orifices d'évacuation et d'amenée d'eau aux turbines, aqueducs de remplissage et de vidange du sas).

Dans la majorité des cas, la section transversale de l'aqueduc a des dimensions réduites, ce qui permet de maîtriser relativement aisément les hautes pressions d'eau habituelles grâce à une construction de conception simple. Les vannes de largeur réduites sont suspendues par le centre de leur partie supérieure. Dans la plupart des installations modernes, le mécanisme de manœuvre est du type hydraulique.

Suivant le type de mécanisme, on distingue :

- a) les vannes roulantes ;
- b) les vannes glissantes. Un matériau récent, le UHMWPE (ultra-high molecular weight polyethylene)³ a permis d'augmenter les performances de ce type de vanne car il allie de grandes performances mécaniques à un faible coefficient de friction.

Quels en sont les avantages ?

Au droit de l'étanchéité inférieure, le décollement du jet est très net. Ceci procure une protection maximale vis-à-vis de charges hydrodynamiques imprévues

Lorsque la vanne est abaissée dans le courant, les forces résistantes sont faibles et aisément maîtrisables du fait de la forme élancée de la structure et parce que les conditions de frottement sont pendant le déplacement rectiligne de la vanne sont bien définies. Le placement du bordage à l'amont empêche les débris flottants de venir se coincer dans la structure.

Le puits de vanne étant relativement large, on peut généralement se dispenser d'un dispositif d'aération complémentaire. En effet, il est rare qu'une dépression préjudiciable s'établisse derrière la vanne si celle-ci est placée à l'amont du puits.

Si la vanne est à l'aval du puits, il peut être nécessaire de prévoir des bouches d'aération afin de relever la pression. L'agencement des étanchéités et bordages permet habituellement d'avoir accès à l'arrière de la vanne.

³ Voir [2]

Il est recommandé de maintenir l'action du dispositif d'étanchéité d'amont lors de l'ouverture de la vanne pour éviter que les galets de roulement ne soient exposés au courant.

Quels en sont les inconvénients ?

Le problème majeur des vannes levantes concerne les petites ouvertures. La vitesse augmente, générant de la cavitation, des vibrations. En pratique, on évite dès lors les faibles ouvertures avec ce type de vannes.

Pour toutes les vannes décrites jusqu'à présent, des turbulences apparaissent au moins lors de la phase initiale d'ouverture. Ces turbulences peuvent fréquemment provoquer une vibration de la vanne ou même causer de la cavitation. La concentration du débit en un jet à grande vitesse peut provoquer ce phénomène dans l'aqueduc, en particulier lorsque ce dernier forme une courbe immédiatement après la vanne. Il faut alors utiliser un type de vanne qui puisse répartir le débit entrant dans l'aqueduc de remplissage avec un maximum d'uniformité sur toute la section.

Cependant, il ne faut pas oublier que même dans ce cas, la vanne elle-même peut être sujette à cavitation. Il est donc nécessaire d'en connaître les caractéristiques cavitationnelles et d'étudier ses conditions de fonctionnement.

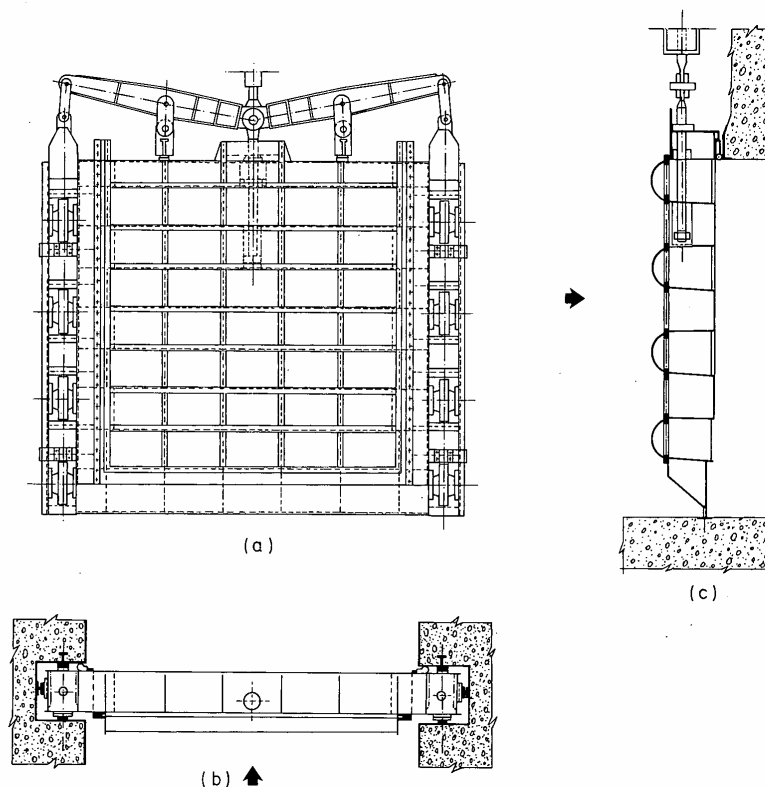


Figure 6.51 Vanne type grille (Autriche)

La figure 6.51 montre un mécanisme de manœuvre fiable ; un levier relève d'abord l'écran jusqu'à ce qu'il atteigne une butée fixée sur la vanne wagon, et hisse ensuite la vanne et l'écran conjointement.

6.5.2 Vanne segment

Les premières vannes segment utilisées pour le remplissage et la vidange des écluses furent construites avec le bordage à l'amont. Malheureusement, de grandes quantités d'air s'introduisaient dans l'aqueduc par le puits de vanne et provoquaient des remous dans l'écluse et de la cavitation au droit de la vanne et sur les parois en béton de l'aqueduc.

L'emploi de vannes segment inverses (figure 6.52) dont le bordage est placé à l'aval peut réduire l'entrée d'air. Cependant, les problèmes de vibration dus aux phénomènes hydrodynamiques ne peuvent être complètement résolus.

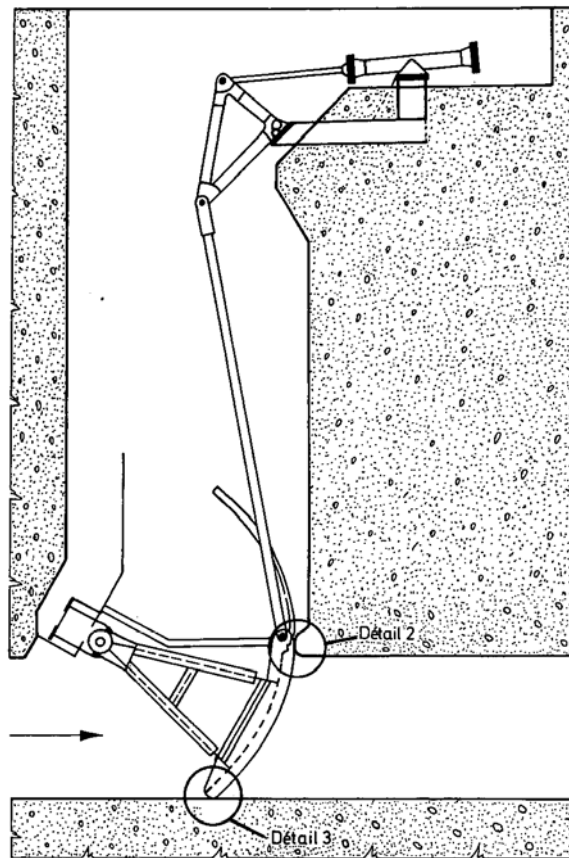


Figure 6.52 Vannes segment inverse (USA)

Quels en sont les avantages ?

Comparée à la vanne levante dont les mérites ont déjà été décrits, la vanne segment présente les avantages suivants :

- Lorsqu'on l'utilise comme vanne profonde ou dans un aqueduc, il n'est pas indispensable de prévoir des enclaves latérales, ce qui permet de définir clairement les conditions d'écoulement.
- La vanne en elle-même n'a aucun élément mobile exposé au courant, tel que galet ou patin, ce qui réduit le risque de coincement.
- Le segment a une forme très hydrodynamique.

- d) Les puits des vannes segment inverses réduit les effets du coup de bélier lors d'une fermeture brutale à la suite de turbulences dues aux basses pressions à l'aval de la vanne.

Quels en sont les inconvénients ?

La vanne segment est plus difficilement accessible et de ce fait, son entretien est plus malaisé que celui de la vanne wagon. Sa mise en place nécessite une grande précision du fait du risque élevé de fuites pouvant provoquer la rupture et la destruction des éléments d'étanchéité difficiles d'accès. De même, elle est souvent plus onéreuse.

6.5.3 Vanne papillon

Les vannes papillon de forme rectangulaire ou circulaire ont été employées comme vannes de remplissage et de vidange des écluses.

Les vannes papillon rectangulaires ou carrées sont relativement peu utilisées mais on a très souvent recours aux vannes circulaires comme vannes de garde dans les conduites forcées, ou comme vannes de vidange ou de remplissage (figure 6.53) des écluses.

Les conduites et aqueducs d'écluses équipées de vannes papillon de forme circulaire sont également circulaires. Lorsqu'elle est placée dans un tel aqueduc, la vanne papillon, en position ouverte, perturbe très peu l'écoulement.

Le mécanisme de manœuvre prend relativement peu de place mais un couple important est nécessaire pour assurer le contrôle du mouvement du disque durant l'ouverture ou la fermeture.

Quels en sont les avantages ?

Outre une parfaite étanchéité, les mécanismes de manœuvre sont simples, prennent relativement peu de place et peuvent être rendus totalement accessibles pour l'entretien. En cas de panne, le disque et le système complet peuvent être aisément démontés et réparés ou remplacés.

Comme la vanne est placée dans une canalisation fermée (isolée du puits de vanne) l'air ne peut pénétrer dans la canalisation au droit de la vanne et aucun problème d'aération ne se pose.

Le disque de la vanne peut être monté en atelier dans une courte section de la canalisation. Tous les ajustages précis peuvent être effectués à ce moment. Le dispositif entier peut être descendu dans le puits de vanne et connecté aux extrémités de la canalisation. On évite ainsi de devoir effectuer ces ajustages sur chantier.

Quels en sont les inconvénients ?

Des forces hydrodynamiques pulsatoires sollicitent la vanne papillon lors de l'ouverture ou de la fermeture du fait des modifications de l'écoulement dans la canalisation. Dès l'ouverture du disque, des jets à grande vitesse sont produits le long des deux faces. Ces jets créent des

remous et des tourbillons qui provoquent immédiatement de violentes variations de pression de chaque côté de l'axe du disque. Ces variations de pression entraînent des vibrations auxquelles la vanne doit résister et que son mécanisme de manœuvre doit maîtriser.

Pour ces raisons, les vannes papillons ne sont pas adaptées aux installations de forte chute (20 à 30 m) où les manœuvres sont fréquentes comme dans le cas des systèmes de remplissage et de vidange des écluses.

Les impératifs d'accessibilité nécessitent un espace jointif à la vanne.

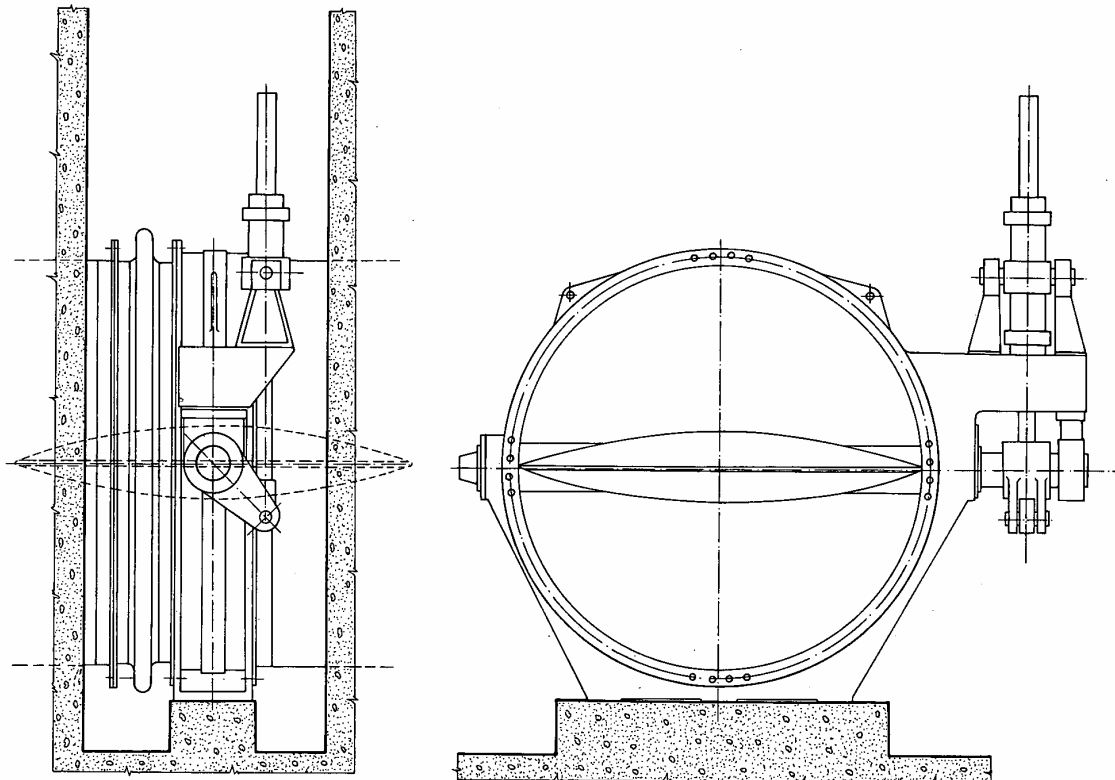


Figure 6.53 Vanne papillon circulaire

6.6 Problèmes d'étanchéité et d'érosion de la fondation des écluses – sécurité

Problèmes de sous-pression et d'affouillement

Comme pour les barrages mobiles, les écoulements souterrains engendrent des sous-pressions sous la face inférieure du radier des écluses. Elles sont plus élevées à l'extrémité amont qu'à l'extrémité aval. En réalisant un parafouille à l'extrémité amont, les sous-pressions sont réduites sur toute la longueur de l'écluse. Avec un second parafouille de la tête aval, les sous-pressions sous la tête aval sont encore réduites mais peuvent éventuellement augmenter sous le sas. Le niveau phréatique est alors pratiquement le même que celui de l'eau du bief aval. Cette réduction des sous-pressions améliore la stabilité de la tête aval.

Lorsque le sol est affouillable, un écran d'étanchéité doit être prévu en aval de l'ouvrage afin que, lors de la vidange du sas, les courants créés aux rejets d'eau n'affouillent pas la tête aval. Conjointement aux parafeuilles, des avant-radriers (tête amont) et des arrière-radriers (tête aval) sont parfois réalisés. Quand ils sont utilisés pour réduire les sous-pressions, ils doivent pouvoir s'adapter, comme parafeuilles, aux déformations consécutives au tassement du sol afin de rester étanches.

Alors que l'avant-radrier est normalement appliqué contre le sol (la pression hydrostatique d'amont est plus grande que la sous-pression), l'arrière-radrier doit, au besoin, pouvoir résister à une certaine sous-pression. Il en va de même pour les revêtements des talus d'aval. Cette sous-pression détermine donc les dimensions de l'arrière-radrier et des revêtements des berges, à l'aval de l'écluse. Pour ces éléments, plusieurs solutions sont possibles, telles que des dalles de bétons avec événements, ou un tissu filtrant synthétique placé sous un enrochement en tout-venant. Généralement, les avant et arrière-radriers ont aussi pour but de protéger le fond du canal contre les affouillements causés par les courants de remplissage et de vidange.

Dans le cas d'une écluse avec mur de chute, le parafeuille amont doit être situé en amont de la tête et former un écran continu aussi bien en profondeur que latéralement. La liaison entre la parafeuille et la maçonnerie doit permettre les tassements et les déformations différentiels, tout en maintenant l'étanchéité.

Dans le sens longitudinal, chaque tête doit résister à une force horizontale résultant de la pression hydrostatique sur la porte. Afin d'assurer la stabilité au glissement, une force verticale suffisante doit être transmise au sol de fondation. Cette force est égale aux poids de la structure de la tête et de l'eau sur le radier, diminués de la résultante des sous-pressions. Il en résulte que dans certains cas (par exemple quand l'écluse est mise à sec), la stabilité de la tête est améliorée par la réduction des sous-pressions comme mentionné ci-dessus. Ceci a moins d'importance pour la tête amont : la pression hydrostatique agissant sur la porte a tendance à la pousser contre la structure du sas. En vue de réduire les sous-pressions sous la tête aval, le second parafeuille est généralement placé à l'extrême amont de la tête aval.

Il faut aussi considérer le cas d'un radier qui n'a pas de liaisons structurelles avec les bajoyers et qui du fait de sa perméabilité ne résiste pas aux sous-pressions. Celui-ci doit présenter une perméabilité permanente et être indépendant des bajoyers et des radiers des têtes.

Ecrans d'étanchéité en sol rocheux

En sol rocheux, le but principal des écrans d'étanchéité est la réduction des sous-pressions, l'écoulement créé par la chute à travers un terrain rocheux non fissuré étant négligeable. Toutefois, comme la roche présente généralement des fissures, il est nécessaire de les obturer par une série de rideaux d'injections perpendiculaires à leur plan.

Les rideaux d'injections doivent s'étendre jusqu'aux rives dans le cas de parafeuilles dans un sol granulé. Si l'écluse est accolée à un barrage en rivière, un rideau d'injections doit également être réalisé du côté rivière, et les rideaux d'injections de l'écluse et du barrage doivent être reliés.

Afin de réduire les sous-pressions (même un débit d'infiltration très faible peut donner naissance après un certain temps à une sous-pression importante, il faut également prévoir et entretenir des galeries à partir desquelles on peut réaliser des écrans d'injections et forer des drains dirigés vers l'intérieur, en vue de rabattre le niveau de l'eau dans le rocher. Ces

précautions doivent être complétées par des galeries de drainage dans le bajoyer appuyé contre le flanc rocheux, afin d'éviter l'apparition de sous-pressions consécutives aux infiltrations à l'interface du bajoyer rocheux. Au point le plus bas des galeries de drainage (qui doivent être interconnectées), un système de pompage doit être prévu afin d'évacuer l'eau qui, malgré les rideaux d'injections, s'est infiltrée et a été recueillie par les drains.

La construction d'une écluse met en communication, sur une distance relativement courte, deux plans d'eau présentant une différence de niveau appréciable. Si on ne limite pas l'écoulement souterrain qui résulte de cette charge hydraulique, cela conduira à des conditions incompatibles avec la stabilité du sous-sol. Il est donc essentiel de prendre des mesures qui restreignent l'écoulement souterrain et n'entraînent que des modifications telles que l'écoulement d'ensemble initial ne soit pas perturbé et telles que les propriétés mécaniques du sol de fondation ne soient pas défavorablement affectées. Pour cette raison, au droit des chutes dans une rivière ou dans un canal, le bief amont est généralement rendu étanche sur le tronçon le long duquel son niveau est supérieur au niveau naturel de la nappe phréatique.

Dans le cas d'un barrage en rivière, l'écluse est intégrée dans les dispositifs d'étanchéité du bief. Selon les conditions locales, l'écluse peut également être protégée par des écrans longitudinaux placés du côté rive parallèlement à la structure de l'écluse et sur toute sa longueur. Lorsque le niveau de flottaison est supérieur à celui de la nappe (par exemple dans des canaux artificiels), un revêtement étanche du bief amont est prévu. Ce revêtement est relié avec la tête correspondante de l'écluse. Dans pareil cas, les conséquences d'une défaillance des étanchéités doivent être étudiées, et ce plus spécialement à la jonction avec la structure de l'écluse et dans la zone des remblais latéraux.

Immédiatement après l'écluse, on réalise généralement un revêtement (berge et fond) perméable à travers lequel l'eau souterraine peut rejoindre le bief aval. Ce revêtement rocheux, agissant comme un filtre, doit résister à l'érosion. Cependant, en rendant cet écoulement possible, le niveau de la nappe qui à l'origine est souvent supérieur au niveau de flottaison du bief, peut être abaissé artificiellement. Il en résulte un accroissement de la pente de la nappe au voisinage de l'écluse. Les effets sur la nappe et le sous-sol (force portante et résistance à l'érosion) doivent être examinés. Il est essentiel d'étudier les mesures nécessaires en vue d'empêcher un écoulement sous la tête aval, par exemple l'importance des parafoilles additionnels éventuellement requis. Toutefois, si l'abaissement du niveau de la nappe est préjudiciable à d'autres intérêts (par exemple, si de l'eau est prélevée dans cette zone), le bief aval doit être rendu étanche grâce à des parafoilles placés dans le prolongement de la structure de l'écluse.

Dans tous les cas, il faut étudier soigneusement les variations du niveau de la nappe afin de pouvoir fixer correctement les valeurs de la pression hydrostatique et des sous-pressions lors du calcul de la structure de l'écluse.

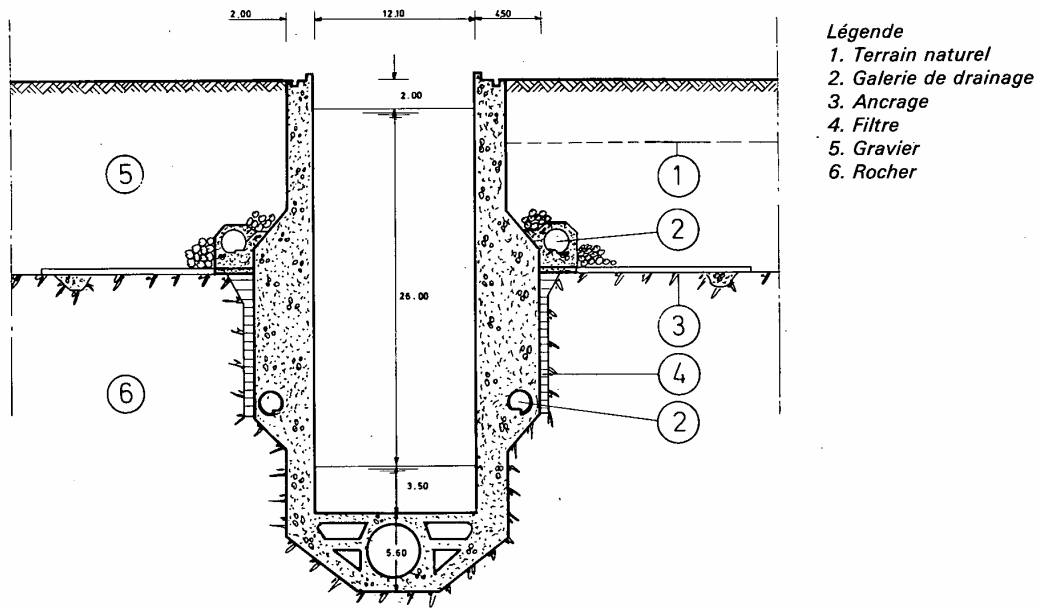


Figure 6.54 Rabattement de la nappe phréatique. Ecluse du Rhône (France)

La situation est parfaitement claire lorsqu'une écluse doit être construite dans le bief amont d'un barrage ; il en est de même lorsque le radier est bétonné sur un sous-sol rocheux dense. La sous-pression totale sera atteinte peu de temps après relèvement du niveau du bief et peut être prise en considération lorsqu'on calcule la sécurité contre le soulèvement de l'écluse, lors de sa mise à sec.

Par contre dans le cas d'écluses situées en aval d'un barrage et dans le cas d'écluses en canal, il est possible d'abaisser artificiellement le niveau de la nappe derrière les bajoyers afin de réduire les pressions hydrostatiques (figure 6.54).

Le prix d'une construction plus lourde capable de s'opposer aux forces dues à un niveau plus élevé de la nappe doit être comparé au coût d'un drainage et au risque qu'il présente : danger d'entraînement des fines particules du sol drainé et ses effets sur la stabilité du sol. La décision d'abaisser le niveau de la nappe ne sera prise que si l'économie est appréciable et si le risque se justifie, compte tenu des conditions locales.

En principe, une réduction de pression obtenue par l'abaissement du niveau de la nappe ne peut être admise dans le calcul statique que si le drain est facilement accessible, que si son bon fonctionnement est facilement vérifiable et que si des dérivations peuvent être exécutées à tout moment. Un drain trop bas et trop étroit pour pouvoir être inspecté et qui ne permet aucune régénération n'est pas recommandé.

Les drains peuvent être intégrés dans les bajoyers (figure 6.54) ou être construits simplement avec des éléments en béton préfabriqué sur une excroissance de ceux-ci. Les joints partiellement ouverts sont équipés, du côté du sol, d'une protection contre l'affouillement constituée d'une couche drainante correctement calibrée ; dans le cas d'un sol à granulométrie fine, on prévoit un matelas additionnel posé directement sur les joints des éléments

préfabriqués. Ces drains, placés tout le long de l'écluse, trouvent généralement leur exutoire dans le bief aval.

Les propriétés du sous-sol à prendre en compte pour la conception de la coupe transversale du sas sont sa force portante, sa déformabilité, sa résistance au glissement, sa perméabilité et son affouillabilité.

Force portante et déformabilité

En évaluant la force portante et la déformabilité du sol, des coefficients de sécurité doivent parfois être adoptés pour tenir compte de l'influence des variations d'efforts résultant du remplissage et de la vidange du sas. Ceci concerne spécialement les sols argileux.

Un sous-sol rigide avec une grande force portante permet la construction de bajoyers indépendants, la largeur de la fondation étant adaptée à la force portante du sous-sol. Lorsque le sous-sol a une force portante plus faible, le radier du sas participe à la reprise des efforts.

Sur des sous-sols présentant une force portante encore moindre, la dalle de fond peut être étendue de part et d'autre du sas.

En vue de réduire les sollicitations du radier résultant de l'écart des pressions sur le sol sous les bajoyers massifs d'une part, et sous le radier plus léger d'autre part, il peut être opportun de construire, lors d'une première phase, les trois éléments séparément (ou du moins en évitant toute transmission d'efforts de cisaillement) et de ne les relier pour former un cadre rigide qu'après la fin du tassement du sol.

Dans le cas d'écluses de grande chute, le radier doit être très rigide afin de limiter les déformations des bajoyers sous l'effet des charges variables, grâce à un encastrement parfait de leur base dans le radier.

En cas de sous-sol médiocre ou lorsque la couche résistante se trouve à grande profondeur, des fondations sur pieux peuvent être nécessaires.

Résistance au glissement

Dans une section transversale en forme de U, les forces horizontales agissant sur les bajoyers sont la résultante de la poussée hydrostatique et de la poussée du sol. Elles agissent symétriquement et se compensent par l'intermédiaire du radier ; la résistance au glissement du sol ne joue donc aucun rôle important. Par contre, cette résistance devient un facteur essentiel si le remblai derrière un bajoyer doit être enlevé pour permettre la construction d'une autre écluse. Dans ce cas, le calcul de la première écluse doit en tenir compte, afin de permettre la construction de la seconde sans interruption de la navigation.

Suivant le type de sous-sol, la résistance au glissement peut être un facteur décisif pour la stabilité des bajoyers pris isolément. Dans des cas simples, une semelle de fondation inclinée ou à redents suffit. Toutefois, si l'angle de frottement entre la structure du sas et un sous-sol argileux est très petit, les deux bajoyers opposés peuvent être reliés l'un à l'autre par des traverses placées dans le radier même et calculées pour résister aux charges durant l'éclusage et la construction d'une seconde écluse. Une autre solution consiste à réaliser un radier non résistant mais empêchant l'érosion, radier ayant une épaisseur suffisante pour assurer une transmission d'efforts entre les bajoyers et éviter le glissement.

Perméabilité et affouillabilité

Le comportement du sous-sol sous l'action d'un écoulement souterrain est un facteur décisif pour la conception du radier, lorsque d'autres critères n'imposent pas une dalle de fond sur toute l'étendue du sas.

Une roche solide ou un sol dense et résistant à l'érosion peut parfois être laissé à l'état naturel. Si on le revêt d'une chape en béton à titre de sécurité, des événements doivent être prévus. Des sols perméables sont susceptibles d'être érodés sous l'effet des variations du niveau d'eau dans le sas. Ils doivent être protégés par une couche drainante recouverte d'une dalle continue en béton munie d'évents ou de dalles en béton séparées par des joints ouverts. Dans les sols très perméables, la zone à travers laquelle l'eau souterraine s'écoule doit être confinée, par exemple, par des rideaux de palplanches métalliques. Si l'écluse est accolée à une rivière, un sous-sol perméable doit être protégé au moyen de parafoilles contre les effets des courants souterrains alternés consécutifs aux fluctuations du niveau de la rivière. Les sous-pressions dans un sous-sol confiné entre deux parafoilles peuvent être réduites par des drains. Une roche solide mais très poreuse requiert l'étanchéisation du sas par un radier massif.

Influence d'un sous-sol argileux

Dans un sol argileux, les tassements sous l'effet de lourdes charges s'étendent sur une longue période. Pour remédier à cet inconvénient, une solution consiste à séparer pendant la construction les parties de la structure ayant des poids différents et de ne les relier qu'au moment où le processus de tassement est quasi terminé.

Ecluses situées dans des régions soumises à des affaissements miniers

L'exploitation des gisements des charbons a créé des espaces vides dans les sous-sols et a affecté les couches du terrain au-dessus des zones exploitées. Ces vides provoquent des affaissements se manifestant sur une grande étendue à la surface du sol.

Dans les régions où la structure du terrain est perturbée suite à des mouvements tectoniques, les affaissements prennent une allure irrégulière. Ils donnent lieu à la formation de décrochements en surface qui sont dangereux pour les écluses.

Pour tenir compte des affaissements, il faut que les bajoyers de l'écluse soient réalisés avec une revanche supplémentaire, de sorte qu'après affaissement, l'écluse reste utilisable aussi bien en ce qui concerne sa structure que le fonctionnement de ses portes. Au cas où, au cours des années, l'affaissement s'aggrave et dépasse le supplément de revanche initialement prévu, il faut rehausser les bajoyers et remplacer les portes ainsi que les mécanismes de manœuvre (figure 6.55)

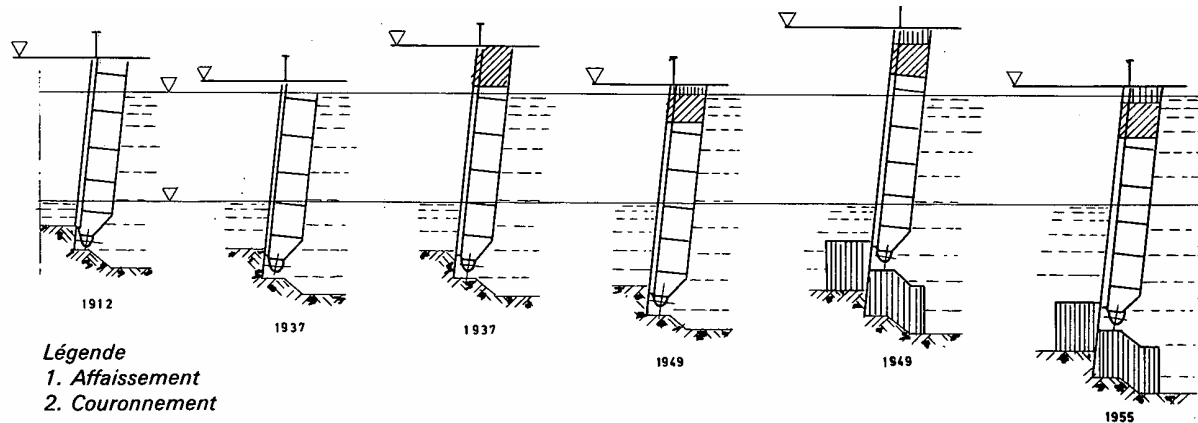


Figure 6.55 Rehaussement de porte d'écluse. Canal Rhin-Herne

6.7 Analyse multicritère

Le principe général de l'analyse reste le même que celui évoqué dans le chapitre relatif aux barrages mobiles. Concernant les critères à envisager, nous en proposons une liste non exhaustive ci-dessous.

Le but de l'analyse peut concerner le choix du type d'écluse, d'un type de portes, de vannes ou encore d'un type de sasement ou, plus souvent, plusieurs de ces éléments réunis.

COÛT
Coût initial (ingénierie, expropriation et construction.)
Gain financier potentiel (analyse comparée pour les solutions alternatives – suppression d'un bief...)
Gain financier potentiel vis-à-vis d'une standardisation des équipements
Coût du démantèlement / modernisation après la durée de vie prévue

FIABILITE et ROBUSTESSE
Impact des choix techniques liés à chaque variante sur la durée de vie de l'ouvrage. Cela comprend l'étude de la possibilité – à moindre coût - de prolonger la durée de vie de l'ouvrage au-delà de sa durée de vie dite de conception).
Fiabilité de l'ouvrage et plus particulièrement des systèmes de manœuvre (vannes, vérins, ...) en relation avec les performances attendues.
Vulnérabilité aux dysfonctionnements, erreurs humaines
Vulnérabilité aux problèmes d'étanchéité,

Vulnérabilité aux chocs de bateaux;
Vulnérabilité aux sédiments,
Vulnérabilité à la glace,
Vulnérabilité aux corps flottants
Vulnérabilité aux vibrations (induites par l'écoulement)
Vulnérabilité aux mouvements de la fondation, à l'érosion des sols, aux tremblements de terre, etc.;

NAVIGATION
Impact des opérations de sasement sur le comportement des bateaux dans le sas, mouvements du plan d'eau, efforts sur les amarres,
Impact des opérations de maintenance sur le comportement des bateaux dans le sas, mouvements du plan d'eau, efforts sur les amarres,
Réduction des performances (temps de sasement) durant les modes dégradés (maintenance, ..)
Sécurité et commodités de la navigation dans l'écluse
Impact sur la manœuvre des bateaux (entrée et sortie des bateaux dans le chenal d'entrée de l'écluse)
Impact sur les biefs amont et aval (onde, ...)

EXPLOITATION
Durée du franchissement de l'écluse (1/2 cycle)
Impact sur la consommation en eaux (volume à pomper)
Complexité des modes dégradés
Vulnérabilité de l'exploitation en cas de désastres;
Coût lié à l'exploitation (personnel, énergie, installations, etc.);
Nécessité de maintenir du personnel permanent pour l'exploitation
Commodité du fonctionnement, facilité de la procédure;
Facilité d'entretien, des mécanismes en particulier, sans interrompre la navigation ni le fonctionnement de l'écluse
Impact des travaux sur le trafic et sur l'écluse existante

MAINTENANCE
Entretien (complexité et coûts (*)) de toutes les zones et éléments. (*) Y compris coût périodique (inspection et maintenance);

Facilité d'accessibilité aux composants sensibles pour la maintenance ;
Entretien dans des conditions de fonctionnement (*) (*) Attention au doublon avec le critère exploitation
Nécessité de personnel permanent spécifique pour la maintenance
Santé et sécurité pour le personnel d'entretien
Bénéfice en terme de maintenance d'une <u>standardisation</u> des mécanismes. Veiller autant que possible à la standardisation des ouvrages (portes, vannes, mécanismes et organes de manœuvre, batardeaux).

ENVIRONNEMENT
Impact du fonctionnement sur l'écosystème (végétation, vie sauvage etc.);
"Empreinte" environnementale des matériaux (pollutions);
Minimiser les ressources (énergie, matériaux) – en vue d'un développement durable ;
Cycle de vie de l'ouvrage (construction, durabilité et déconstruction) ;
Impact environnemental de la construction et de la maintenance (graisses, peintures);

IMPACTS SOCIAUX
Impact journalier sur les communautés locales (emplois, économie, transport, agriculture, contacts sociaux);
Bruit (écoulement des eaux, moteurs, maintenance des bateaux, etc.)
Tourisme, bénéfices pour les sports et les loisirs, effet de la popularisation des sciences et des technologies;

INTEGRATION PAYSAGERE ET URBANISME
Esthétique, harmonie avec le paysage, culture locale, etc.;
Protection du patrimoine bâti (existant) ;

6.8 Bajoyers, radier, têtes

Les têtes de l'écluse ont trois fonctions essentielles. Elles doivent :

- constituer une bonne fondation pour les portes et leurs dispositifs de manœuvre et d'appui ;
- résister aux efforts résultant de la dénivellation des plans d'eau de part et d'autre des portes ;
- abriter les aqueducs de vidange et de remplissage du sas, ainsi que les vannes.

Ce sont toujours des structures rigides et généralement massives, en béton ou en béton armé. Des structures plus légères peuvent être obtenues en ayant recours à la précontrainte. Un radier est toujours réalisé entre les bajoyers des têtes, même au cas où le sas lui-même n'a pas de radier général. Les seuils et surface d'appui des portes et caissons sont recouverts de pierre dure maçonnée (habituellement de granite) ou d'un blindage en acier protégé contre la corrosion.

La conception des têtes dépend du type de porte équipant l'écluse et du système de remplissage et de vidange retenu.

6.8.1 Conception du sas et des têtes d'écluses

Après détermination des principaux critères de conception et des efforts dont il faut tenir compte, on examine les méthodes de conception applicables :

- aux sas d'écluses dont les bajoyers forment avec le radier une structure monolithique ;
- aux sas d'écluses dont les bajoyers sont dissociés du radier ;
- aux têtes d'écluses.

Les principales vérifications à effectuer pour l'étude de la structure et de ses différents éléments sont les suivantes :

- stabilité au renversement ;
- stabilité au glissement de la base du bajoyer ;
- stabilité au glissement suivant toute autre surface (habituellement courbe) ;
- qualité du sol de fondation ;
- maintien des déformations dans des limites admissibles ;
- maintien des contraintes dans des limites acceptables ;
- sécurité à l'égard des affouillements dus aux infiltrations.

Ces vérifications doivent être effectuées sous différentes conditions telles que celles existant :

- à diverses étapes de la construction ;
- en service normal, pour les différents niveaux de flottaison à l'intérieur et à l'extérieur de l'écluse ;
- dans les cas exceptionnels (par exemple lors de la vidange des bassins adjacents et la mise à sec du sas de l'écluse). Dans ce cas, on autorise habituellement une réduction du coefficient de sécurité par rapport à celui adopté pour des conditions normales d'exploitation.

Charges à prendre en compte

1. *Poids propre de l'ouvrage* : le calcul du poids de la structure doit être effectué sans tenir compte de la réduction due à la poussée d'Archimède, sauf si on considère la sous-pression. Le poids des remblais supportés par des consoles réalisées à l'arrière des bajoyers doit être soigneusement établi et intervenir dans le calcul.
2. *Efforts exercés par le sol* : il convient de distinguer les charges à court terme de celles à long terme. Les charges à court terme correspondent aux poussées actives sur les

sols pulvérulents, et aux poussées passives pour les sols cohérents. Les poussées à long terme correspondent, tant pour les sols pulvérulents que pour les sols cohérents, aussi bien aux poussées actives qu'aux poussées passives. Ces poussées dépendent des mouvements relatifs du sol et de la structure.

Les efforts exercés par le sol sur la structure sont les suivants :

- a) poussée des remblais sur les bajoyers : le calcul de ces poussées est analogue à celui de poussées agissant sur des murs de soutènement ;
- b) réaction du sol : la réaction du sol sur la structure peut être concentrée au bord de bajoyers et être supportées par les parafoilles eux-mêmes.

Il est à noter que l'action des sous-pressions entraîne une concavité du radier qui s'oppose à la tendance qu'ont les bajoyers de s'incliner vers l'intérieur du sas sous l'action des poussées du sol.

3. *Pression hydrostatique.* Les charges dues à la pression hydrostatique comprennent :
 - a) les charges appliquées sur les bajoyers par l'eau contenue dans l'écluse ;
 - b) les charges dues à l'eau souterraine (pression sur les bajoyers et sous-pression sur le radier). Ces efforts, lorsqu'ils se conjuguent avec ceux dus au sol, ne sont à prendre en compte séparément que lorsque le comportement du sol n'est pas traité comme un tout.
4. *Efforts engendrés par les portes, les vannes et les batardeaux.* Les réactions d'appui des portes doivent être calculées pour toute situation susceptible de se produire, c'est-à-dire :
 - en position fermée, en mouvement ou en position ouvert ;
 - ballastées ou non, chargées de sédiments ou nettoyées, avec ou sans circulation routière.

Les rails de roulement et les appuis des portes doivent être aussi rigides que possible. Il faut également tenir compte des réactions d'appui des autres équipements, pour toutes les situations possibles.

5. *Efforts d'accostage et d'amarrage.* Les efforts d'amarrage sont dus à la tension dans les amarres fixées aux bollards. Quant aux efforts d'accostage, ils proviennent du choc des bateaux contre les défenses, les amortisseurs ou directement contre la structure.
6. *Efforts provenant d'autres superstructures.* Il s'agit notamment des efforts dus aux :
 - bâtiments ;
 - ponts mobiles franchissant l'écluse ;
 - surcharges provoquées par la présence de matériaux ou de machines stationnées le long de l'écluse. Elles sont soit réparties soit concentrées.

Stabilité des maçonneries d'un sas d'écluse à radier résistant

Les maçonneries d'un sas d'écluse comportent généralement les deux bajoyers et le radier ; ils forment souvent un solide en U. cet ensemble est généralement symétrique et sollicité symétriquement ; on étudiera d'abord cette hypothèse qui permet d'examiner le dispositif formé par un bajoyer et le demi-radier sous l'effet des actions suivantes (figure 6.56) :

- le poids propre qui comprend le poids P_b du bajoyer et P_r du radier.
- la poussée des terres Q sur le bajoyer, qui comprend la poussée Q_t des terres et celle Q_e de l'eau que contient le terrain,
- les pressions de l'eau sur le radier et sur le parement intérieur du bajoyer dans le cas où le sas est plein, on les désigne par P'_r et P'_b ,
- les sous-pressions sous le radier et la fondation du bajoyer dont la résultante est S ,
- les réactions du sol de fondation, dont la résultante est R ,
- la réaction horizontale sur la section médiane du radier de la partie symétrique que l'on appelle H ,
- il n'existe pas d'effort tranchant.

Observons que de toutes ces actions, seule la première est pratiquement invariable. Les autres se modifient par suite de multiples circonstances, dont certaines se répètent fréquemment : le remplissage et la vidange du sas. Les sous-pressions et pressions extérieures de l'eau sont mal connues et peuvent varier avec le temps. Enfin, pendant la construction ou en cas de travaux de réfection, le remblai derrière les bajoyers et la poussée correspondante peuvent être inexistantes. Il faut envisager les diverses hypothèses afin de déterminer les sollicitations dangereuses dans toutes les régions de l'ouvrage.

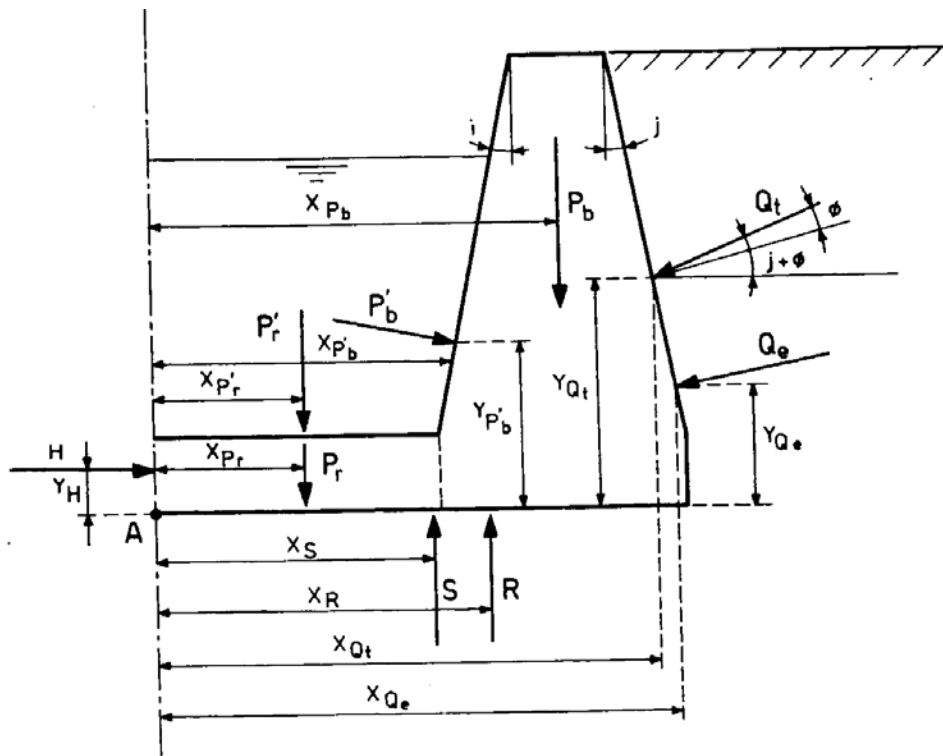
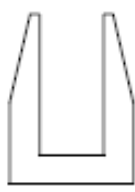
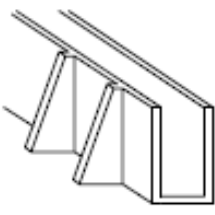

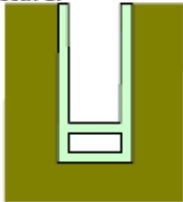


Figure 6.56 Forces s'exerçant sur un bajoyer

6.8.2 Types de structures pour les sas

Il existe de nombreuses structures différentes pour les sas d'écluses. La figure 6.57 en liste une bonne partie et donne leurs avantages et inconvénients.

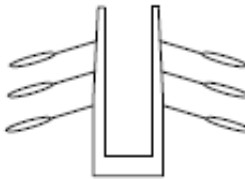
<p>1.1 Structure en U massive</p> 	<p><i>Description :</i> Structure auto stable, isostatique</p> <p><i>Avantages :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Fiabilité, simplicité, robustesse ■ Béton intérieur au sas comprimé ■ Épaisseurs importantes du radier et bajoyers (facilités) ■ Nombreuses références <p><i>Inconvénients :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Forts moments d'encastrement → fortes épaisseurs béton ■ Prix élevé dû au béton armé ■ Échauffement important du béton (risque de réaction sulfatique) ■ Fissuration côté terre difficile à surveiller
<p>1.2 Structure en U + contreforts</p> 	<p><i>Description :</i> Structure auto stable avec bajoyers de faible épaisseurs mais raidis extérieurement</p> <p><i>Avantages :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Réduction des sections béton ■ Bonne rigidité des bajoyers ■ Pas de problème d'échauffement du béton <p><i>Inconvénients :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Quantités de coffrages majorées et ferrailage + difficile ■ Fissuration côté terre difficile à surveiller
<p>1.4 Structure en H</p> 	<p><i>Description :</i> Dérivée de la structure en U avec prolongation des bajoyers dans le sol de fondation. S'envisagerait avec une paroi moulée en Té doublée d'un revêtement en béton armé à l'intérieur du sas</p> <p><i>Avantages :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Diminution des moments d'encastrement à la base des bajoyers ■ Minimisation des terrassements grâce à la paroi moulée ■ Structure de phase provisoire réutilisée en phase définitive <p><i>Inconvénients :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Nécessité d'une paroi moulée de très forte inertie ■ Difficulté de liaison efficace entre la paroi moulée et le béton coulé en place (scelllements...)
<p>1.5 Structure en U + double radier structurel</p> 	<p><i>Description :</i> Dérivée de la structure en U mais avec diminution des moments à la base des bajoyers, le radier perforé devient structurel et travaille en traction/compression</p> <p><i>Avantages :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Simplification et meilleure efficacité du ferrailage en radier <p><i>Inconvénients :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Double radier fortement sollicité en compression (épaisseur à majorer et à dimensionner vis-à-vis du flambement) ■ Augmentation du radier → Augmentation des pertes de charge hydrauliques

2.1 Bajoyers ancrés en tête par tirants passifs



- Description :* Bajoyers soutenus en tête ou au 2/3 de leur hauteur. Ancrage par un contre-rideau ou un massif. Grande analogie avec les structures de quai portuaire
- Avantages :*
- Diminution des sections béton – hyperstaticité de la structure
 - Références importantes si on considère les ouvrages portuaires
- Inconvénients :*
- Structure plus complexe (liaisons aux extrémités des tirants)
 - Pérénité des tirants passifs (corrosion)
 - Encombrement latéral important (doublement de l'écluse)

2.2 Bajoyers soutenus par tirants actifs



- Description :* Structure de sas en U avec bajoyers multi ancrés par tirants définitifs précontraints
- Avantages :*
- Épaisseurs des bajoyers et du radier significativement réduites, la poussée latérale est directement reprise par les tirants
- Inconvénients :*
- Faibles déplacements des bajoyers
 - Pérénité des tirants définitifs (protection sophistiquée IP2) – remplacement difficile (indisponibilité du sas)
 - Dispositifs de contrôle de la tension
 - Doublement de l'écluse non facilité (nouvelle écluse à écarter)

3.1 Bajoyers poids en béton faiblement armé



- Description :* Bajoyers indépendants autostable. Faible taux de ferrailage ($\sim 50 \text{ kg/m}^3$)
- Avantages :*
- Diminution des sections béton du radier qui est simplement buté (reprise des sous-pression lorsque le sas est vide)
 - Grande rigidité de la structure
 - Références importantes
- Inconvénients :*
- Gros volumes de béton à mettre en œuvre (approvisionnement)
 - Taux de travail sous les massifs plus élevé

3.2 Bajoyers poids en béton compacté au rouleau



- Description :* Technique utilisée en barrage. Les massifs sont totalement autostables. La structure du sas en U en béton armé ne joue qu'un rôle de parement pour l'étanchéité et loger les équipements
- Avantages :*
- Grande rigidité de la structure
 - Références dans le domaine des barrages
 - Gros volumes de béton à mettre en œuvre, approvisionnement en granulats
- Inconvénients :*
- Parements béton ne pouvant être réduit à moins de 1,80 m

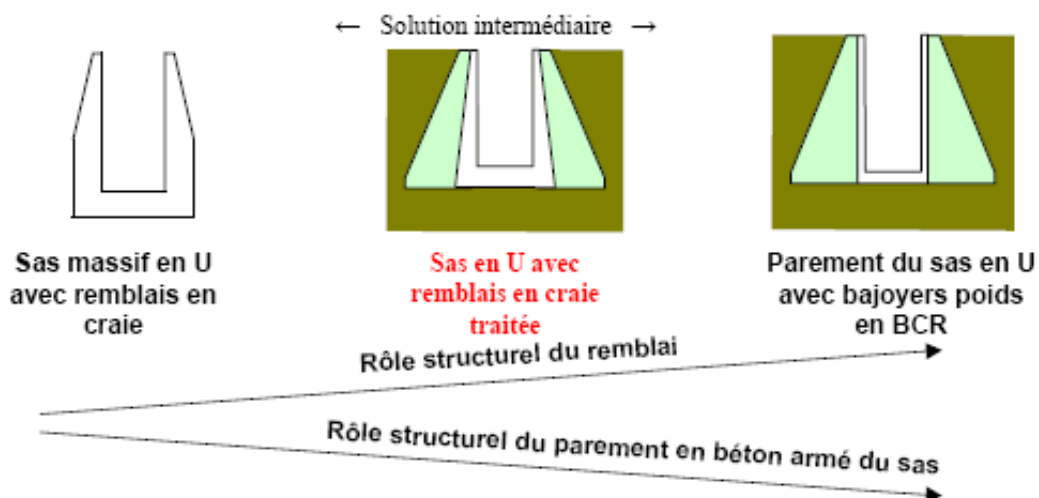


Figure 6.57 Différents types de sas [9]

6.8.3 Radier général

Le sas est construit en établissant tout d'abord sur toute sa largeur une plate-forme rigide de l'épaisseur du radier, sur laquelle on construit ensuite des bajoyers.

Radier rigide et sol « mou »

On admet que la répartition des pressions sur le sol est voisine de l'uniformité, d'autant plus que le radier sera plus rigide et le sol plus déformable. S'il y a des sous-pressions importantes, elles contribuent à cette uniformité. Il est apparent qu'il se développe, en cours de construction, des moments de flexion importants dans le radier, dont le maximum correspond à l'axe médian et qui tendent à ouvrir des fissures d'extension à la face supérieure du radier (figure 6.58).

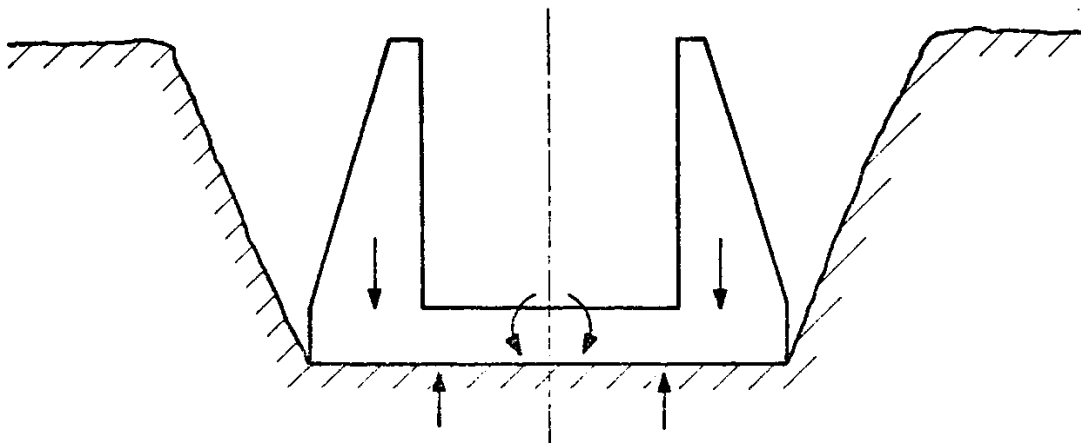


Figure 6.58 Moments de flexion dans le radier

La seule action réductrice de cette flexion provient des poussées des terres et de l'eau derrière les bajoyers. Or, d'après le mode de construction, qui se fait en tranchée ouverte jusqu'après achèvement complet, ces poussées font défaut pendant la construction. Des accidents peuvent donc se produire pendant la construction. Surtout si le béton est coulé sous eau ou effectué dans l'air comprimé (médiocre qualité).

Les sous-pressions n'affectent pas les effets de la répartition des réactions du sol dans le cas de radier général car la répartition des réactions dues aux charges verticales est uniforme et les sous-pressions prennent simplement la place d'une partie de ces réactions.

Les pressions sur les grains du sol diminuent mais la réaction totale est conservée. La réaction due à P_b et P_r est désignée par r_A . Lorsque le sas est remblayé, les forces verticales dirigées vers le bas sont P_b , P_r , Q_t^v , Q_e^v , P'_b et P'_r et donnent naissance à une réaction $r_B > r_A$ (figure 6.59).

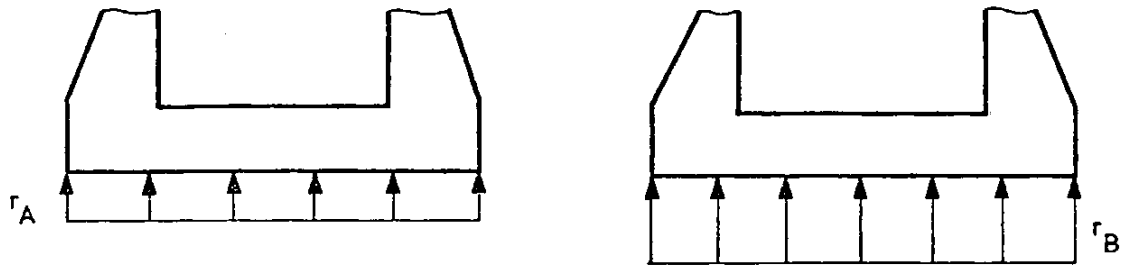


Figure 6.59

Lorsqu'on laisse agir la sous-pression en cessant le rabattement de la nappe aquifère, celle-ci remplace partiellement r_B qui est décomposée en r_g et S , il convient de remarquer qu'à vide, l'écluse ne doit pas flotter et que la réaction r_B due à P_b , P_r , Q_t^v , Q_e^v doit être supérieure à S (figure 6.60)

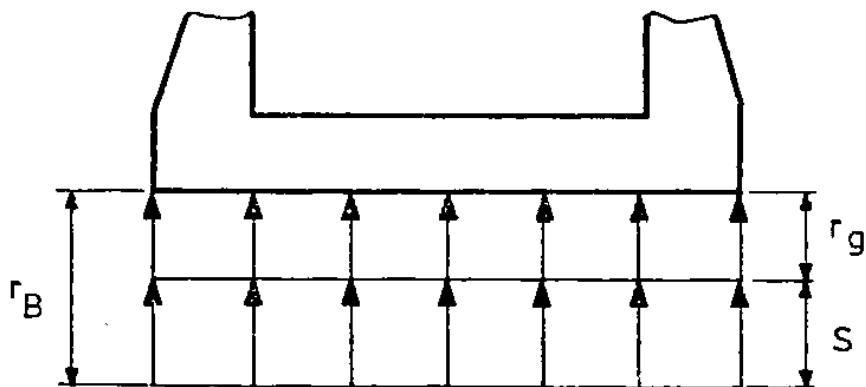


Figure 6.60

En terrain plus ou moins dur ou élastique

Le diagramme des réactions du sol (dues aux seuls grains) n'est plus uniforme, les plus fortes réactions étant reportées vers l'extérieur de l'écluse (figure 6.61)

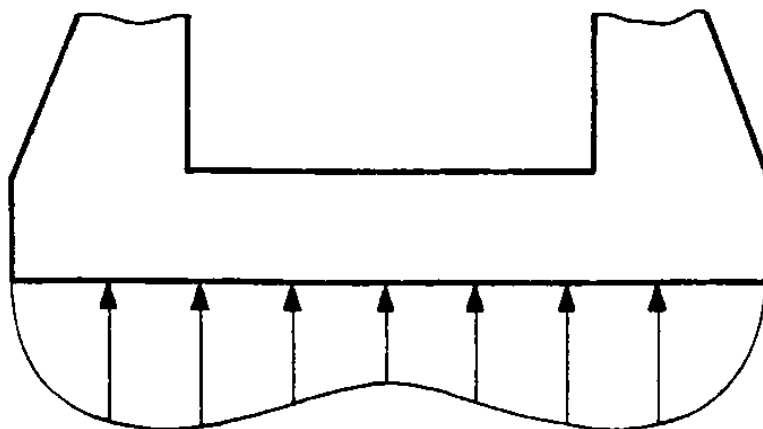


Figure 6.61

Les moments de flexion sont très sérieusement modifiés par rapport à ceux obtenus lors de la distribution uniforme. Pour tenir compte de ce fait, des lois de répartition des réactions ont été proposées : loi d'Engels, loi de Siemonsen, loi de Schleicher-Ohde (figure 6.62).

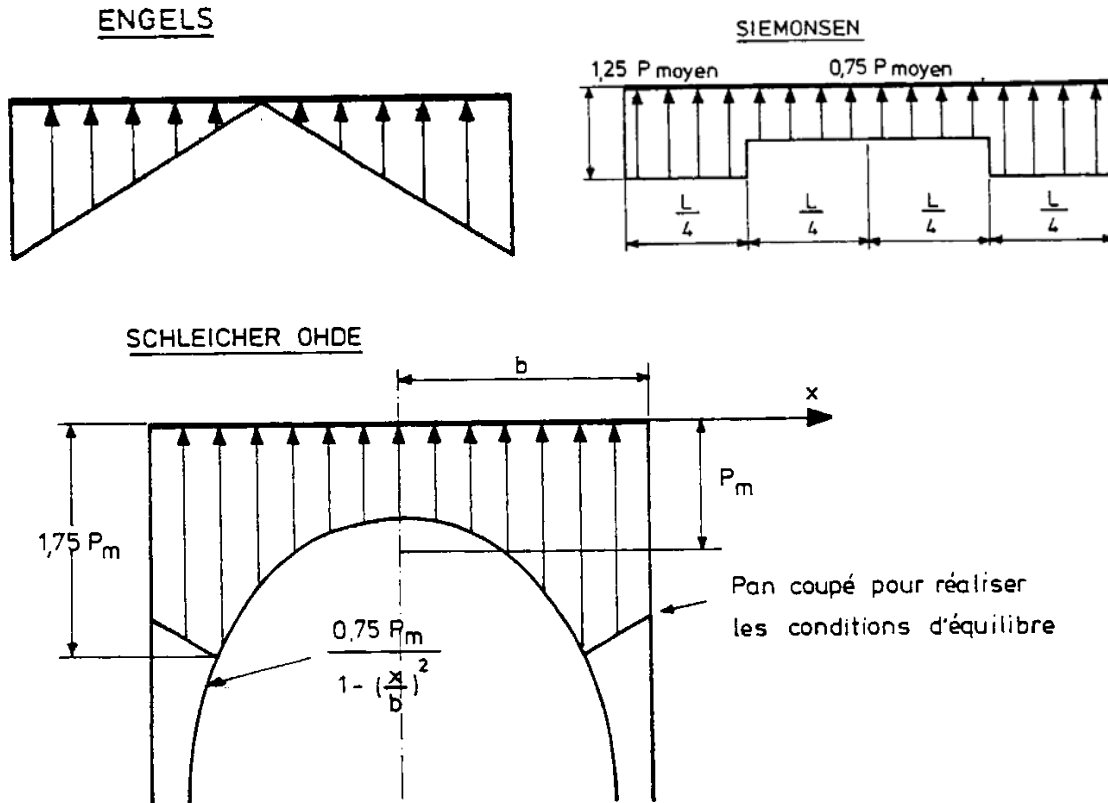


Figure 6.62 Lois de Engels, Siemonsen et Schleicher-Ohde

Toutes ces méthodes empiriques ne font pas intervenir les raideurs relatives du sol et de la structure ; il est déjà plus logique de supposer que la fondation se comporte comme une poutre sur fondation élastique et que sa déformation répond à l'équation suivante (hypothèse de Winkler) :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -Ky + q \quad (6-29)$$

6.8.4 Bajoyers et radiers construits séparément

En terrain assez résistant, on peut construire d'abord les bajoyers seuls, ensuite le radier. Avant que ces pièces ne soient solidarisiées, les réactions du sol sous le radier et le bajoyer ne correspondent qu'aux seules actions appliquées sur ces éléments. Entre ces éléments, il ne peut y avoir que transmission d'efforts horizontaux et non d'efforts tranchants si ce n'est dans la mesure correspondant à l'adhérence, au frottement ou l'emboîtement des éléments adjacents.

Deux possibilités existent :

- les bajoyers sont construits en fouille ouverte et le radier est construit avant remblai. La répartition des réactions du sol correspond à la loi du trapèze et dépend de la forme

du mur sous le bajoyer, elle est uniforme sous le radier (figure 6.63). A ce stade, le radier ne subit donc aucune sollicitation. On solidarise les trois éléments avant de remblayer les bajoyers. A partir de ce moment, l'ensemble agit comme un U et les considérations relatives au radier général s'appliquent pour toutes les charges agissant après solidarisation.

La distribution des réactions dépendra de la raideur du radier et du coefficient de ballast du terrain. Cette solution n'est applicable qu'en cas de terrain d'assez bonne qualité car les compressions sous les bajoyers peuvent devenir importantes. Elle implique aussi que ces bajoyers soient suffisamment stables par eux-mêmes pour résister par exemple à l'effet du vent.

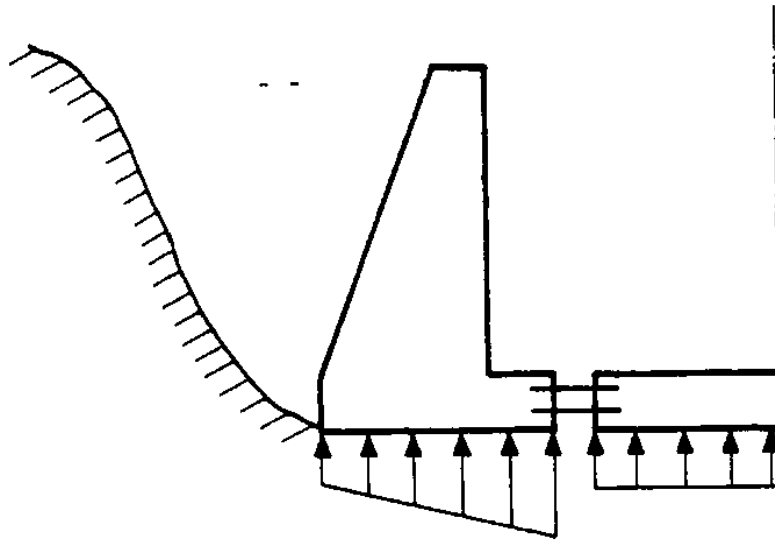


Figure 6.63

- les bajoyers sont construits en fouille ouverte séparément du radier. On les remblaie avant de les solidariser au radier et ils se comportent comme des murs de soutènement en charge (figure 6.64).

Cette formule impose un terrain encore meilleur que dans les cas précédents. Le radier n'est pas sollicité tant que l'épuisement persiste et que le sas est vide. Cette situation se trouve réalisée en principe lorsque, après accident en cours d'exécution ou de service, un radier général doit être démoli entre les bajoyers et reconstruit dans la fouille qu'ils protègent. Ces répartitions simples peuvent toutefois être modifiées en cas de sous-pressions importantes.

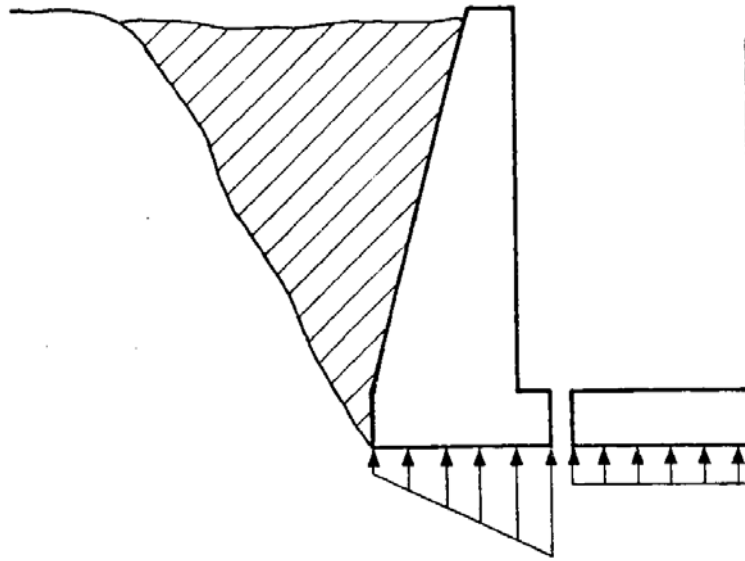


Figure 6.64

Lorsqu'on cesse l'épuisement, la pression hydrostatique se manifeste sous le radier et tend à le soulever. C'est surtout vrai dans le second cas où, à vide, il n'y a que le poids pour s'opposer au soulèvement.

Pour de fortes charges d'eau, la recherche d'un poids suffisant des radiers peut conduire à des épaisseurs importantes. On peut escompter la résistance à la flexion du radier constitué comme une voûte renversée ou bien comme une dalle ou un hourdis armé, les bajoyers servant d'appui.

Les moyens employés pour réduire les sous-pressions sont les mêmes que pour les barrages de même chute dans un terrain identique. L'avant-radier étanche en amont raccordé à des perrés étanches sur les berges, possède une grande efficacité. Il est accompagné de parois de palplanches profondes et étanches, établies en travers, prolongées dans les rives comme ancrages. A l'abri d'un tel étanchement assez sûr pour éviter les appels d'eau, on peut éviter certainement les sous-pressions par un drainage en relation constante avec l'aval. Il faut éviter que le drainage ne favorise les infiltrations et ne donne lieu à des affouillements dangereux sous l'ouvrage. On peut aussi réduire les sous-pressions en établissant, sous le radier, une couche d'argile étanche d'assez forte épaisseur. On peut aussi utiliser la résistance à la traction des pieux de fondation pour résister aux sous-pressions.

6.8.5 Sollicitations internes du sas à radier résistant

En mesure de déterminer la loi de répartition des réactions du sol d'après les dispositions constructives, on peut connaître X_R et déterminer d'après les équations générales précédemment établies R , H et y_h . Il est alors possible de calculer les moments, efforts tranchants et normaux dans toutes les sections et en particulier dans le radier. Le but de ce paragraphe est d'examiner l'incidence du mode de construction sur la distribution des moments dans le radier.

Radier général

Pendant la construction : il y a un moment ($M+$) positif important et pas de poussée dans le radier (figure 6.65)

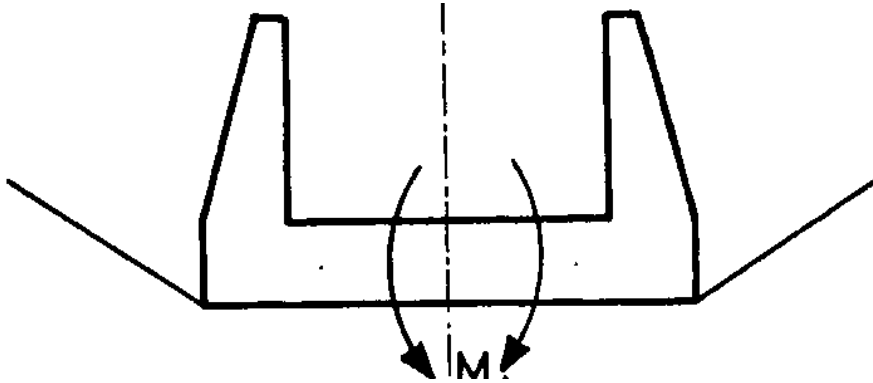


Figure 6.65

Après remblayage et avant cessation de l'épuisement naît un moment ($M-$) négatif dû à la poussée des terres sèches. La poussée dans le radier correspond à la composante de Q_{ts} . Selon la hauteur des bajoyers, la nature des terres et l'angle de frottement sur les bajoyers, ($M-$) peut être inférieur, égal ou supérieur à ($M+$) en valeur absolue (figure 6.66)

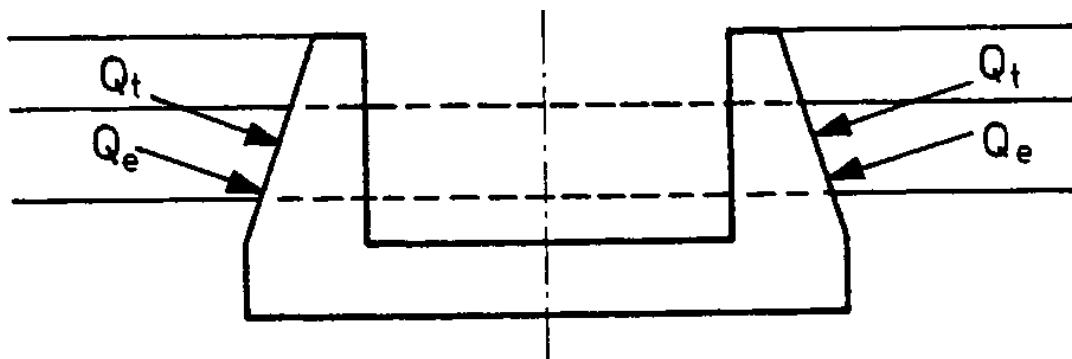


Figure 6.66

Après remblayage et cessation de l'épuisement, il se développe une poussée complémentaire Q_e qui agit dans le sens d'une augmentation de ($M-$). Il importe cependant de remarquer que la poussée des terres est réduite par la présence de l'eau dans les terres (Q_t). Dans le cas où le sas est rempli apparaissent deux actions nouvelles, l'une due à P'_r qui augmente ($M-$) et l'autre due à P'_b qui crée un important moment positif (il y a aussi un effet de réduction de H : figure 6.67)

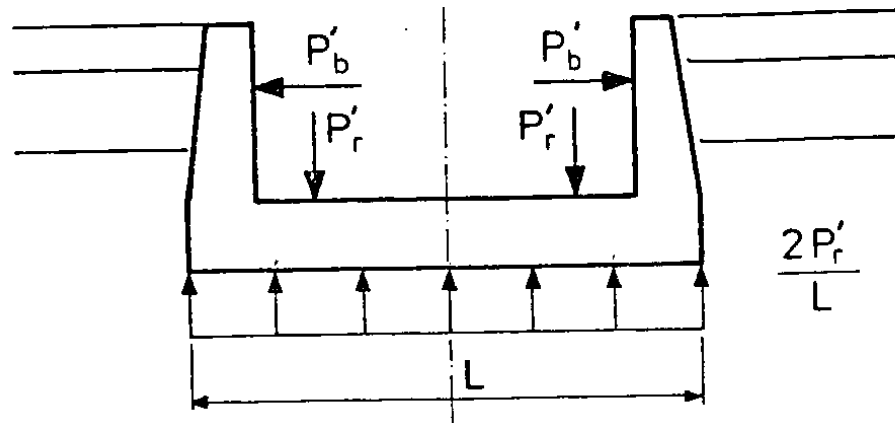


Figure 6.67

Si le radier était perforé, le niveau de l'eau serait toujours le même des deux côtés intérieur et extérieur du sas : il y aurait compensation entre P'_b et Q_e , et la poussée résultante serait moins variable, elle ne résulterait que de la variation de la poussée des terres immergées (figure 6.68)

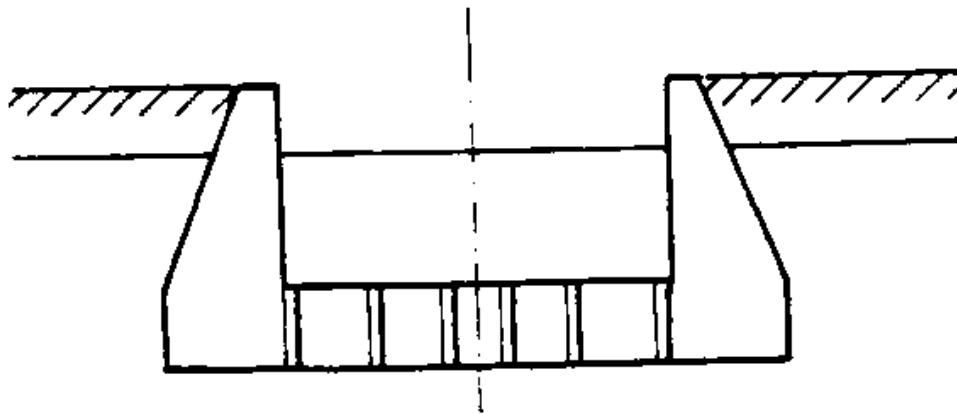


Figure 6.68

Une telle disposition entraîne cependant à chaque éclusage des variations de niveau importantes qui peuvent créer des affouillements internes : elle ne convient pas pour les terrains affouillables.

Un drainage qui maintient les eaux derrière les bajoyers au niveau aval correspond à $P'_b > Q_e$ et a deux effets : celui de réduire H d'une manière plus notable que sans drainage et celui de créer un important moment positif en cas de sas plein.

Selon l'importance des bajoyers et la largeur du sas, les résultats seront très variables tant en grandeur qu'en signe. Généralement, le sas sera sollicité dans les deux sens. La solution radier général convient pour des terrains plutôt médiocres puisque le radier assure la valeur minimale de la réaction et pour des sas étroits afin de réduire $(M+)$.

Bajoyers et radiers solidarisés avant remblayage

Pendant la construction, les réactions sous les bajoyers sont fortes ; le radier est directement supporté par les réactions correspondant à son poids et non sollicité. Il n'y a pas de poussée (figure 6.69).

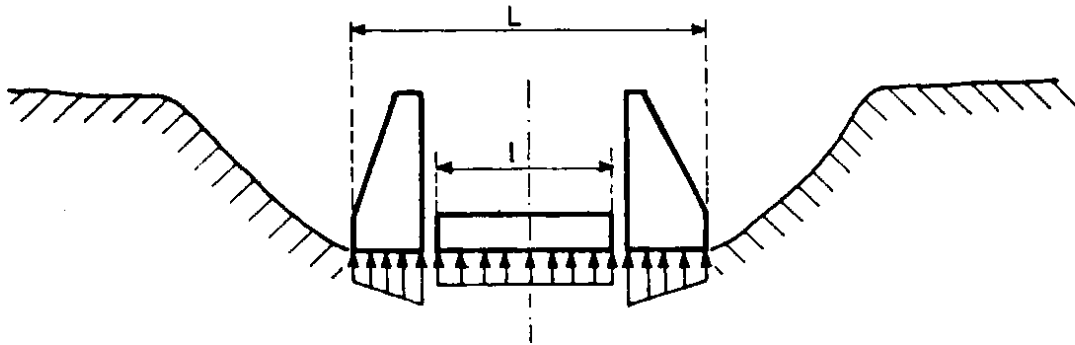


Figure 6.69

On solidarise et on remblaie. Il se développe un important moment négatif ; sous le radier existe alors la réaction

$$\frac{2P_r}{l} + \frac{2Q_{tsv}}{L} \quad (6-30)$$

La poussée dans le radier correspond à la composante horizontale de Q_{ts} (figure 6.70)

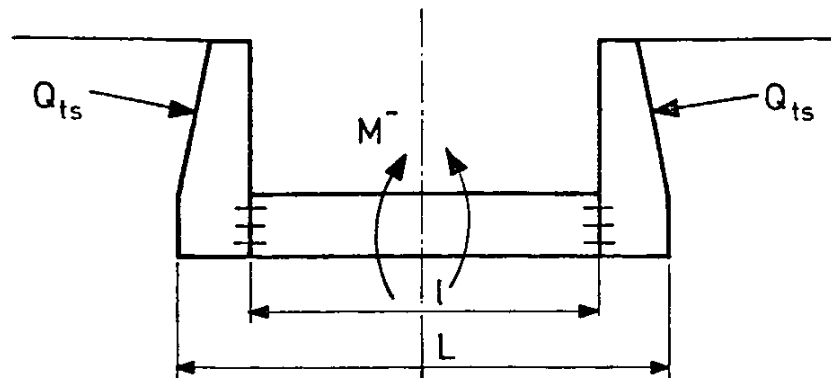


Figure 6.70

On cesse l'épuisement. Si les bajoyers ne sont pas drainés, l'eau monte derrière eux et peut atteindre éventuellement le niveau amont. En même temps sous le radier se développe la sous-pression.

La pression sous le radier devient :

$$\frac{2P_r}{l} + \frac{2Q_{nv}}{L} + \frac{2Q_{ev}}{L} \quad (6-31)$$

Si elle est inférieure à S, le radier va fonctionner comme une poutre bi-encastée et donnera naissance à des moments positifs qui vont améliorer la situation dans la section centrale. Malheureusement, les moments négatifs dans l'encastrement seront alors accrus en valeur absolue (figure 6.71)

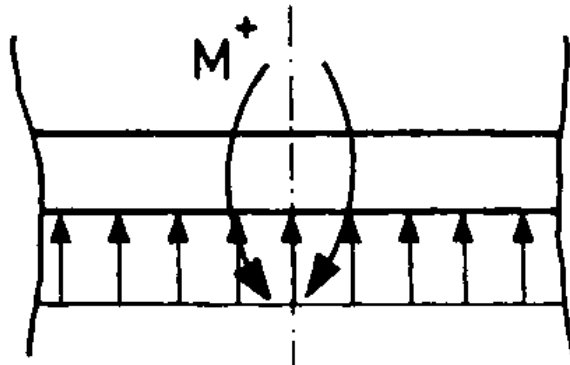


Figure 6.71

Si le radier est perforé, le moment sollicitant le radier est toujours négatif.

Cette solution ne convient que pour un assez bon terrain de fondation. Les moments sollicitant le radier ont moins tendance au changement de sens que dans le radier général. Il est cependant difficile de prévoir si en valeur absolue ils seraient plus petits ou plus grands que dans la solution du radier général. Quand c'est possible, il convient d'étudier les deux. Comme les moments peuvent n'agir que dans un sens, on peut conclure que cette solution convient plutôt pour des sas pas trop hauts et assez larges puisque le moment du poids propre a disparu.

Bajoyers et radiers solidarisés après remblayage

Pendant la construction, les réactions sous les bajoyers sont fortes ; le radier est directement équilibré par les réactions correspondant à son poids. Le remblayage sous Q_{ts} met les bajoyers en charge sans qu'il en résulte de sollicitations dans le radier. Le sol de fondation est fortement sollicité sous les bajoyers (figure 6.72)

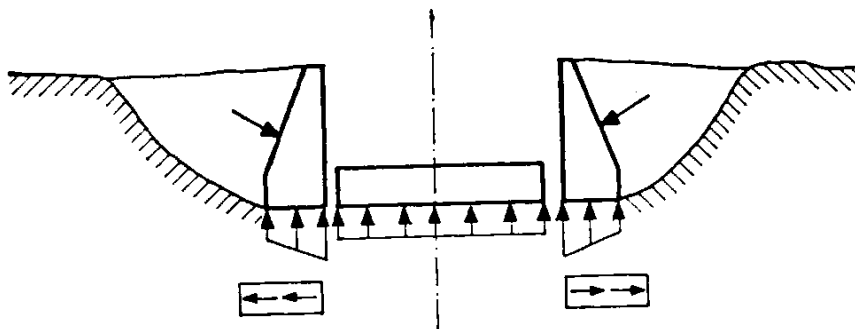


Figure 6.72

Après solidarisation éventuelle, on cesse l'épuisement, la nappe monte derrière les bajoyers. Elle introduit un moment négatif (compte tenu de la réduction de Q_{ts} à Q_t) (M^-) et la sous pression peut donner lieu aux mêmes problèmes que dans le cas précédent : (M^+) dans la section centrale et (M^-) aux sections d'encastrement (à gauche sur la figure 6.73).

Ceci est surtout le cas si le sas n'est pas drainé et dans les zones voisines de l'amont. Si le sas est drainé, il n'y a guère de modification par rapport à la sollicitation précédant la solidarisation. Lors du remplissage apparaissent un moment négatif dû à P'_r et un moment positif dû à P'_b (à droite sur la figure 6.73)

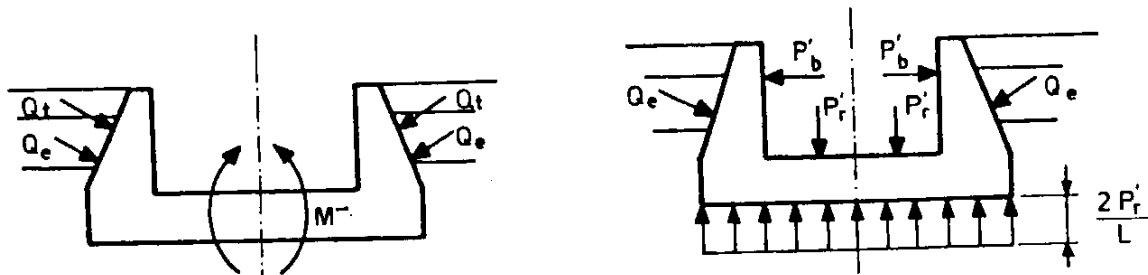


Figure 6.73

La meilleure solution consiste à perforer le radier. Dans ces conditions, on peut admettre qu'il ne supporte aucune charge de la part du bajoyer et le construire tout à fait mince et sans résistance propre.

Cette solution conduit à des sollicitations plus faibles que le cas précédent si le radier est résistant et elle est donc plus favorable. Cependant, comme la nature des terres doit être très bonne pour résister aux pressions sous le radier, on pourra généralement escompter le terrain peu affouillable et adopter le radier perforé ou non résistant.

Remarques

- En rivière, le bajoyer qui n'est pas à la rive reçoit généralement l'extrémité du barrage. On l'appelle pile-bajoyer. Les éléments qui interviennent dans son calcul sont les poids et les pressions hydrostatiques. Les actions extérieures sont donc connues sans ambiguïté. Les mêmes méthodes de construction que ci-dessus peuvent être envisagées.
- Il faut de même prendre des dispositions particulières lorsque le sens de la chute est variable. C'est le cas des écluses maritimes. Les chutes sont généralement assez faibles. Il est impossible de drainer au niveau d'aval puisque celui-ci varie. Si c'est possible, on établit éventuellement un drainage indépendant, ce qui implique une possibilité voisine d'écoulement ou même de pompage.

6.8.5 Méthodes de calcul des radiers résistants sur sol rigide

Méthode de la poutre sur fondation élastique

Dans cette méthode, on admet que les pressions p , transmises aux grains sont proportionnelles aux déformations : $p = K y$, K étant le coefficient de ballast (en N/m^3).

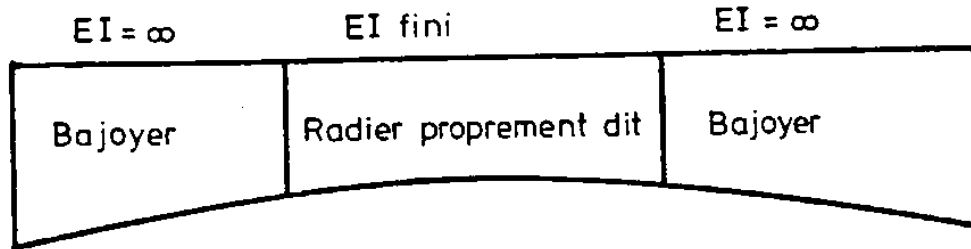


Figure 6.74

Sous les bajoyers, cette raideur est pratiquement infinie et le radier s'y comporte comme un solide indéformable. On désignera par q la charge extérieure appliquée et par EI la rigidité de la fondation.

On obtient l'équation différentielle suivante :

$$y'''' + \frac{k}{EI} y - \frac{q}{EI} = 0 \quad (6-32)$$

La solution générale de cette équation différentielle du quatrième ordre est :

$$y = \frac{q}{k} + Ay_1 + By_2 + Cy_3 + Dy_4 \quad (6-33)$$

où A , B , C et D sont des constantes dépendant du mode de sollicitation et que l'on détermine par les conditions aux limites.

Une fois y connu, on peut aisément déduire p , M et T .

Sous l'écluse, la raideur est infinie sous les bajoyers où le système se déplace comme un solide. Donc la loi de variation de y sous les bajoyers est linéaire.

Sous le radier, il y a un raccourci à effectuer d'après la théorie précédente. Dans le cas de l'écluse symétrique, en prenant l'origine des coordonnées en 0 sur l'axe de symétrie, on aura tout de suite $A=C$ et $B=D$.

Pour résoudre complètement le problème, il est indiqué de présenter la fondation de l'écluse comme suit (figure 6.75)

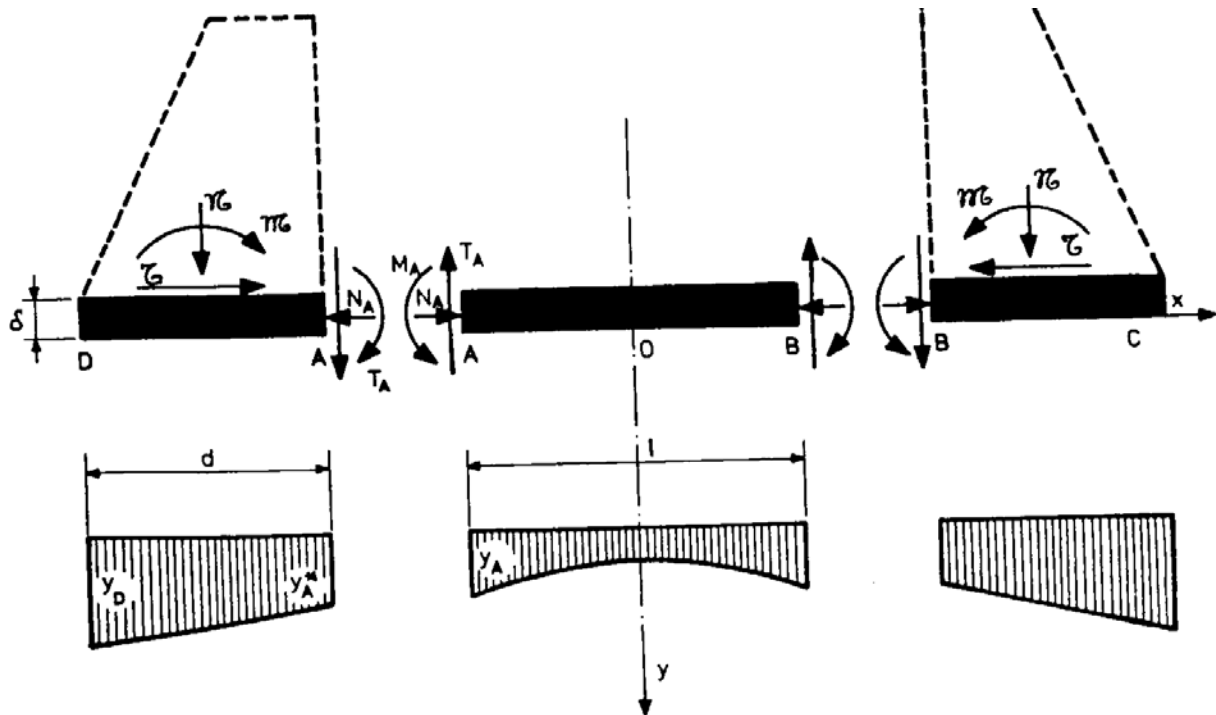


Figure 6.75

Pour mieux faire comprendre l'importance du choix de la loi de répartition des réactions, le tableau 6.9 donne les contraintes des fibres supérieures et inférieures des sections d'encastrement et médiane d'une écluse de 12 m de large et 8 m de chute, calculées par diverses lois de répartition. Le tableau montre à suffisance que selon la loi de pression admise, la contrainte peut non seulement varier de façon importante en grandeur, mais changer de signe.

Il importe donc de choisir une loi qui correspond le mieux aux conditions réelles pour dimensionner sûrement et économiquement.

Loi de répartition	Ecluse vide				Ecluse pleine			
	σ_A	σ_B	σ_C	σ_D	σ_A	σ_B	σ_C	σ_D
Répartition uniforme	1 070	43 270	178 170	-133 830	-188 280	179 720	-112 280	103 720
Engels	138 420	-94 080	225 170	-180 830	33 120	-41 680	-43 280	34 720
Siemens	57 170	-12 830	193 170	-148 830	-98 680	90 120	-87 380	78 820
Schleicher-Ohde	42 470	1 870	179 170	-134 830	-117 280	108 720	-93 780	85 220
Fondation élastique	-2 330	46 670	182 170	-137 830	-174 780	166 220	-107 080	98 520

N.B. : Les compressions sont positives
Les contraintes sont exprimées en daN/m²

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-9

Méthode de De Beer

Dans un premier temps, il convient de réaliser un examen critique de l'hypothèse de Winkler, qui considère le radier de l'écluse comme une poutre sur fondation élastique. Cette hypothèse est sujette à caution car elle néglige les propriétés fondamentales des sols, à savoir le frottement interne et la résistance au cisaillement. En effet, pour respecter l'hypothèse selon

laquelle la réaction en chaque point est proportionnelle au déplacement vertical de la poutre, on peut considérer que celle-ci repose sur une infinité de ressorts élémentaires, tels que, sur une surface ds agisse une réaction d'intensité (figure 6.76) : $p = p_i/ds$ telle que $p = ky$.

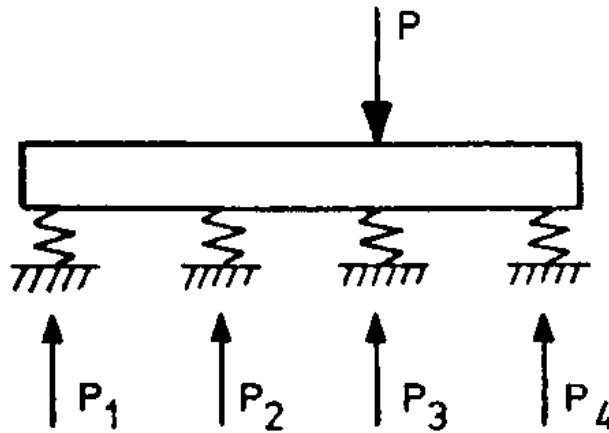


Figure 6.76

Selon cette approche, on doit donc considérer que le sol se comporte comme un matelas de ressorts élémentaires indépendants, de coefficients de raideur k_r , par unité de surface. C'est cette notion d'indépendance des ressorts qui ne respecte pas la propriété fondamentale du sol qui est le frottement interne. En effet, une tranche élémentaire du sol doit, pour pouvoir se raccourcir (ou s'allonger) entraîner dans son mouvement les tranches adjacentes et par conséquent solliciter le sol au cisaillement, les mouvements des tranches étant ainsi liés entre eux (figure 6.77)

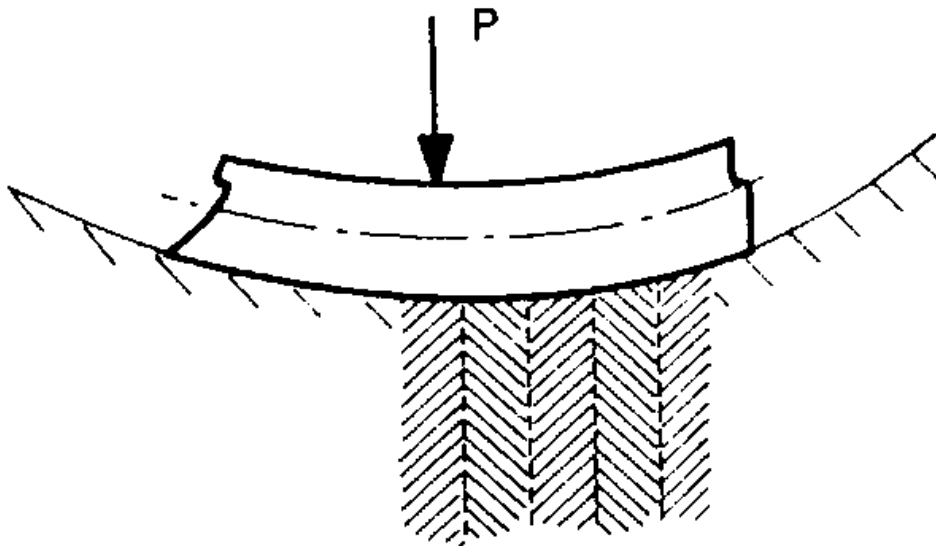


Figure 6.77

Cette constatation se renforce aux extrémités de la poutre où la méthode de Winkler fait apparaître des discontinuités incompatibles avec les propriétés réelles des sols (figure 6.78).

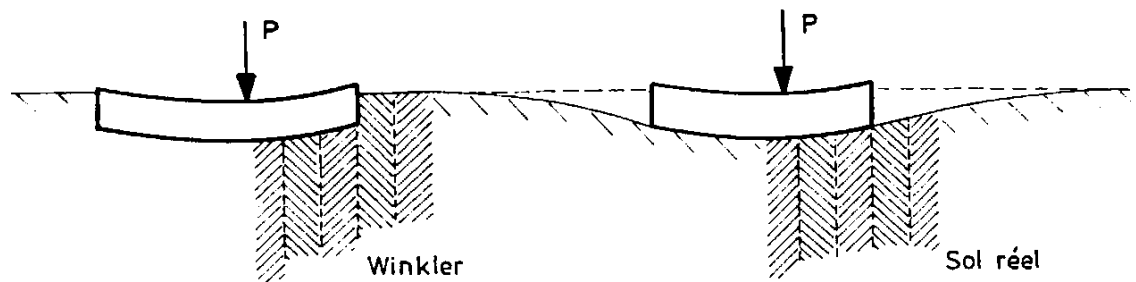


Figure 6.78

Solution par la théorie de l'élasticité

Bien que les sols ne soient pas en général conformes aux hypothèses de la théorie de l'élasticité, celle-ci permet d'obtenir une meilleure approximation de la répartition des pressions sous les radiers d'écluses, en tenant compte des liaisons internes du sol.

Les hypothèses sont celles du problème de Boussinesq, où :

- le sol est un matériau élastique linéaire, homogène et isotrope ;
- le massif de sol est semi indéfini et limité par une surface plane horizontale ;
- les charges agissent verticalement au niveau de la surface limitant le massif.

On obtient, pour la contrainte agissant sur une facette horizontale à la profondeur y :

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi y^2} \cos^5 \theta \quad (6-34)$$

Dans le cas d'une surface rectangulaire uniformément chargée, la solution, pour une facette horizontale située à l'aplomb du milieu du bord de l'aire chargée s'obtient par l'intégration suivante (figure 6.79) :

$$(\sigma_y)_A = \int_{-b/2}^{b/2} \int_0^a \frac{3 \cos^5 \theta}{2\pi y^2} p \, dx \, dz \quad (6-35)$$

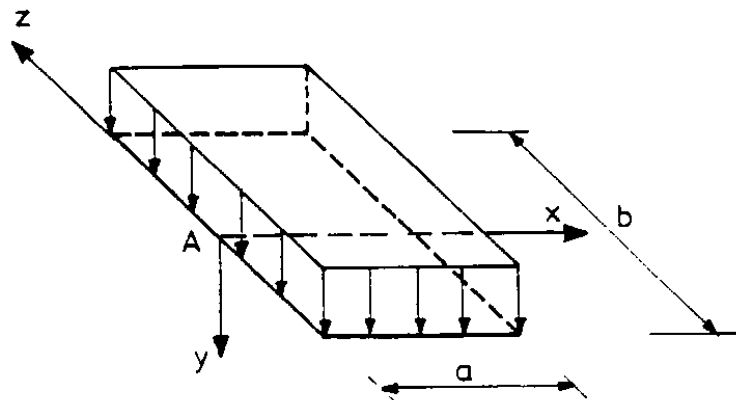


Figure 6.79

La solution de cette intégrale a été trouvée par Steinbrenner :

$$(\sigma_y) = \frac{P}{\pi} \left[\frac{abz(4a^2 + b^2 + 8z^2)}{(a^2 + y^2)(b^2 + y^2)\sqrt{4a^2 + b^2 + 4y^2}} + \operatorname{arctg} \frac{ab}{y\sqrt{4a^2 + b^2 + 4y^2}} \right] \quad (6-36)$$

On obtient pour le tassement sous le point A de la figure 6.80 :

$$S_M = \frac{2p}{\pi E} \left[x_1 \ln \cot g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2} \right) + z_1 \ln \cot g \frac{\alpha}{2} \right] \quad (6-37)$$

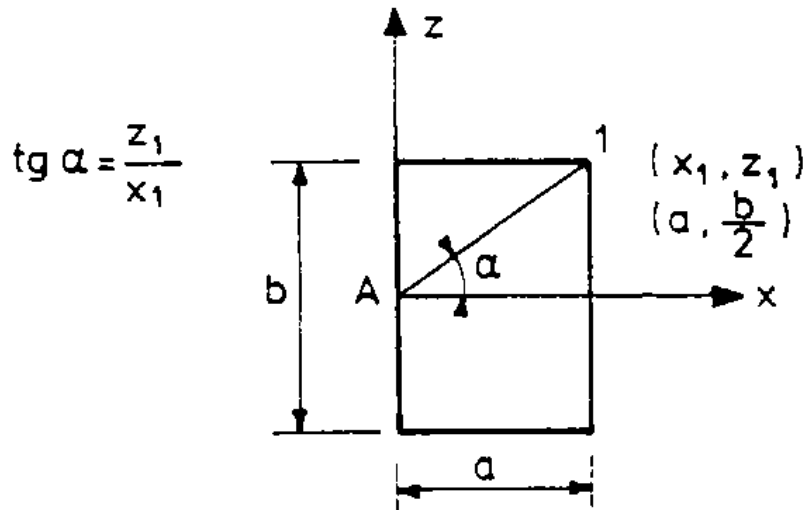


Figure 6.80

Méthode de De Beer

Sur les bases du problème de Boussinesq, De Beer a mis au point une méthode approchée de calcul de la répartition des pressions sous une poutre de longueur $2l'$ et de largeur $2b'$. la répartition transversale des pressions est supposée uniforme, ce qui suppose une grande rigidité transversale ainsi qu'une longueur $2l'$ assez bien plus grande que la largeur $2b'$ (figure 6.81).

On suppose que la réaction du sol peut se mettre sous la forme d'un polynôme de degré n de l'abscisse x .

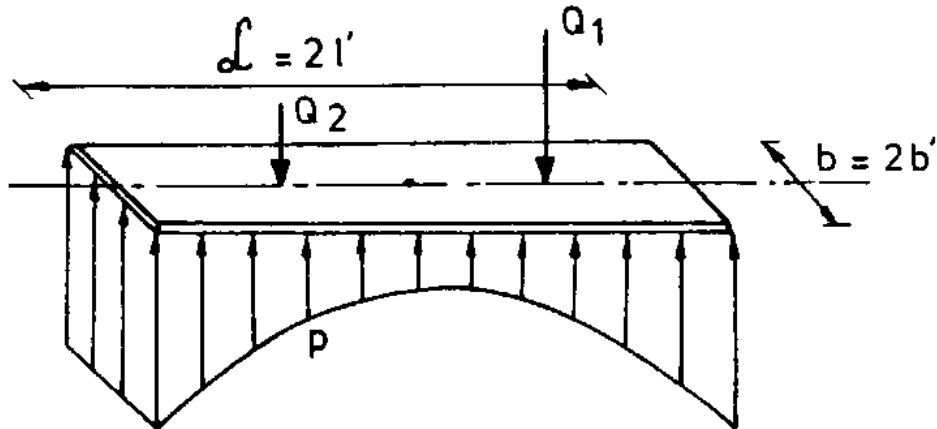


Figure 6.81

Pour pouvoir appliquer la théorie développée ci-dessus aux écluses symétriques et symétriquement chargées, nous devons supposer que la répartition dans le sens de l'axe de l'écluse est uniforme. En réalité, étant donné que pendant la construction, on intercale des joints de dilatation tous les 15 à 25 mètres, l'allure de la répartition dans le sens de la longueur est celle de la figure 6.82.

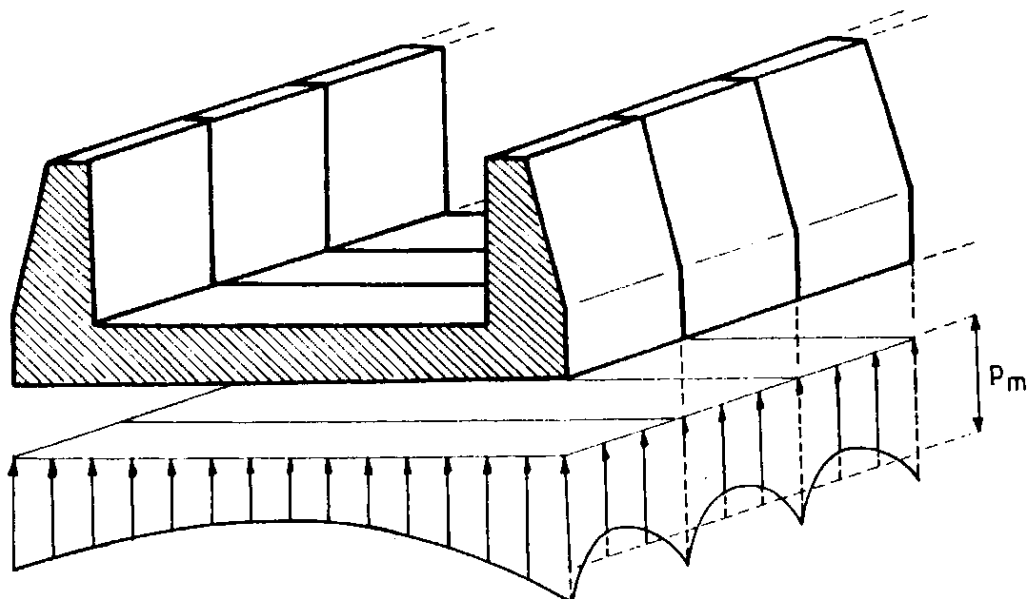


Figure 6.82

Nous ne croyons pas commettre une grande erreur en supposant cette répartition uniforme. Nous n'étudions donc que la distribution suivant la largeur où l'inertie est plus faible et où, par conséquent, la flexibilité du radier intervient sur la forme de la distribution de la réaction.

On peut considérer que les bajoyers, vu leur grande hauteur, sont uniformément rigides en comparaison du radier. La méthode tient compte de ce fait en imposant à la déformée d'être linéaire sous les bajoyers. On aura donc pour $x > l$ (figure 6.83) : $y_x = y_B + (x-l) y'_B$

y_B et y'_B étant respectivement le déplacement vertical et la tangente à la déformée au point B calculés par les formules de résistance des matériaux dans la partie $x < l$.

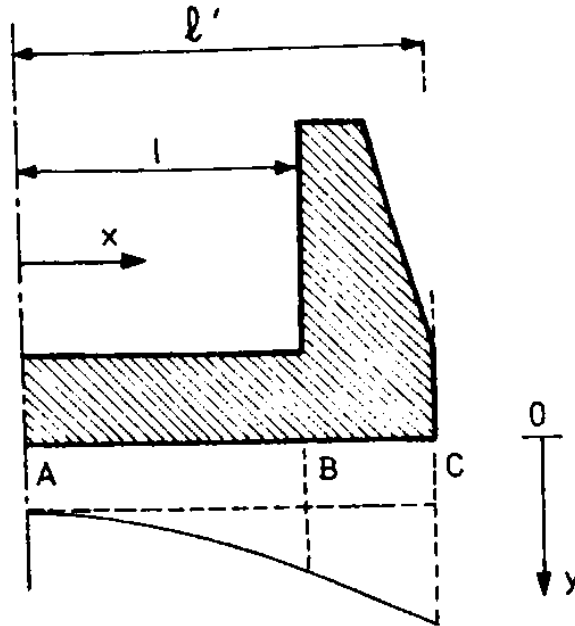


Figure 6.83

Les conventions de signe sont présentées à la figure 6.84.

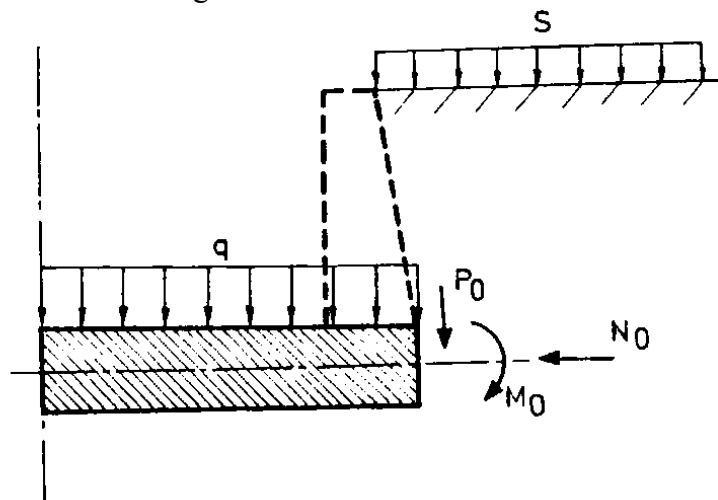


Figure 6.84

On appelle q la charge par mètre carré existant à la base du radier et qui comprend :

- poids d'eau sur le radier,
- poids du radier,
- sous-pression (négative) due à la présence d'eau à l'extérieur de l'écluse.

P_0 , M_0 , N_0 sont les éléments de réduction par mètre de longueur rapportés à l'extrémité du radier et dus aux facteurs suivants :

- poids du bajoyer,
- poussée des terres,
- poussée de l'eau (différence entre extérieur et intérieur),

- surcharge possible sur le terre-plein

Les tassements du sol sont représentés sur la figure 6.85.

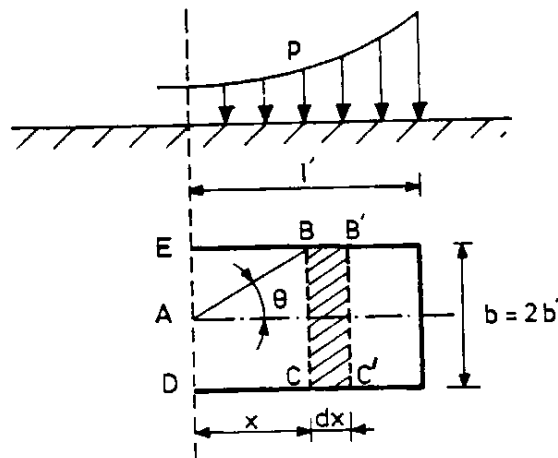


Figure 6.85

La loi de répartition de la réaction du sol s'exprime par :

$$p = p_m \sum_{i=0}^n a_i k^i = f(x) \quad (6-38)$$

Le tassement du sol en A dû à la charge sur le rectangle BCDE vaut :

$$S = \frac{2p}{\pi E_s} \left[x \ln \cot g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2} \right) + b' \ln \cot g \frac{\alpha}{2} \right] \quad \text{avec} \quad \tan \alpha = \frac{b'}{x} \quad (6-39)$$

Si on appelle $F(x) = 2x \ln \cot g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2} \right) + 2b' \ln \cot g \frac{\alpha}{2}$ et $t = \pi E_s$ (tassement équivalent),

on écrit $t = p F(x) = f(x) F(x)$.

Si on charge le rectangle EB'C'D de largeur $x + dx$, le tassement équivalent s'exprime par :

$t + dt = p F(x + dx)$ $dt = p F'(x) dx$ qui est le tassement équivalent sous une charge uniforme de largeur dx . Le tassement total existant au point A s'écrit donc :

$$t = \int_0^{l'} f(x) F'(x) dx \quad (6-40)$$

Afin d'établir les équations résolvant le système, on procède en trois étapes :

1. On établit l'égalité des tassements du sol et de la poutre en $n/2$ points, n étant le degré du polynôme représentatif de la réaction du sol (figure 6.86).

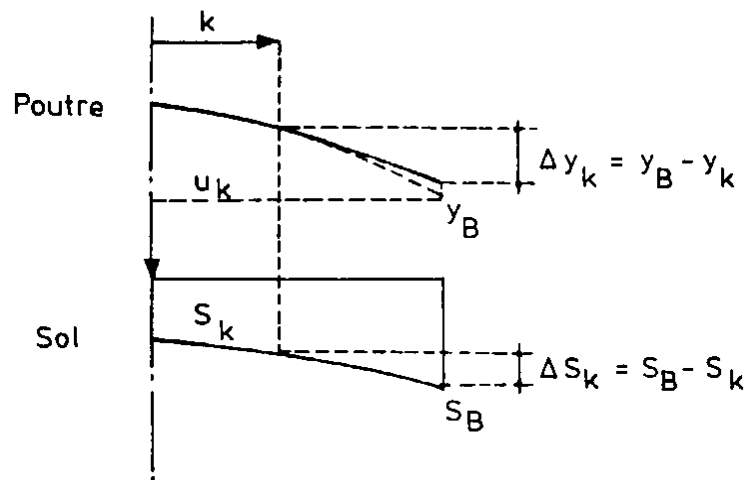


Figure 6.86

2. On ajoute l'équation d'équilibre vertical (celui de rotation étant vérifié par symétrie)

$$\sum_{j=0}^{n/2} \frac{a_{2j}}{2j+1} = 1 \quad (6-41)$$

3. On obtient de la sorte un système de $n/2 + 1$ équations à $n/2 + 1$ inconnues a_{2j} :

$$\sum_{j=0}^{n/2} a_{2j} A(k, 2j) = B(k) \text{ exprimé en } n/2 \text{ points} \quad (6-42)$$

$$\sum_{j=0}^{n/2} \frac{a_{2j}}{2j+1} = 1$$

$$\text{avec } A(k, 2j) = \frac{\Delta t(k, 2j)}{\pi} - 12 \frac{l'^3}{h^3} \frac{E_s}{E} \Delta Y(k, 2j) \quad (6-43)$$

en tenant compte de ce que $I = bh^3/12$

$$B(k) = \frac{12l'^3}{p_m h^3} \frac{E_s}{E} \left[q \Delta Q(k) + \frac{P_o}{l'} \Delta p(k) + \frac{M_o}{l'^2} \Delta M(k) \right] \quad (6-44)$$

Le système étant résolu, on peut calculer les éléments de réduction dans le radier, le tassement du sol et la déformée du radier. Le degré d'approximation de la méthode peut être estimé en calculant en d'autres points que ceux où on établit l'égalité sol-poutre, l'écart existant entre y_k et s_k . Plus le degré n du polynôme sera grand, plus la précision sera bonne mais aussi la matrice du système alourdie. Il y a donc un juste milieu à choisir : de Beer signale que pour $n = 6$, on obtient déjà des résultats très satisfaisants et l'on peut dire qu'en ne dépassant pas $n =$

20, le système à résoudre ne sera pas trop lourd pour une précision supérieure au degré d'approximation de la théorie de l'élasticité.

L'allure de la répartition de la réaction sous une charge uniforme est représentée à la figure 6.87.

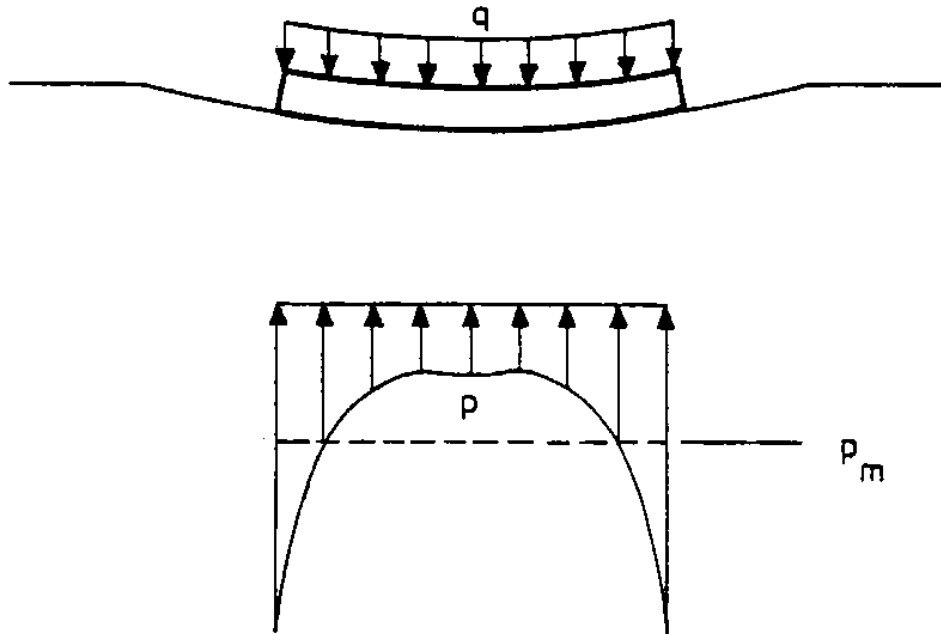


Figure 6.87

Même dans le cas d'une charge uniforme, la réaction du sol ne l'est pas alors que la méthode de Winkler conduit dans ce cas à une réaction uniforme. La théorie de De Beer conduit donc dans ce cas, contrairement à la méthode de Winkler, à des moments de flexion négatifs ; cette différence peut avoir une influence considérable et renverser totalement le sens des moments obtenus en combinant ces moments à ceux créés par les charges agissant aux extrémités.

L'allure de la répartition de la réaction sous des charges excentrées symétriques est représentée à la figure 6.88.

Ces charges ont évidemment pour effet d'accentuer encore les valeurs extrêmes de la réaction du sol ; cette allure a pour effet de diminuer les moments positifs que l'on obtiendrait en supposant la réaction uniforme et ce, quelle que soit la rigidité de la poutre contrairement à l'hypothèse de Winkler qui dit que pour une rigidité très grande la répartition devient uniforme (car le tassement le devient)

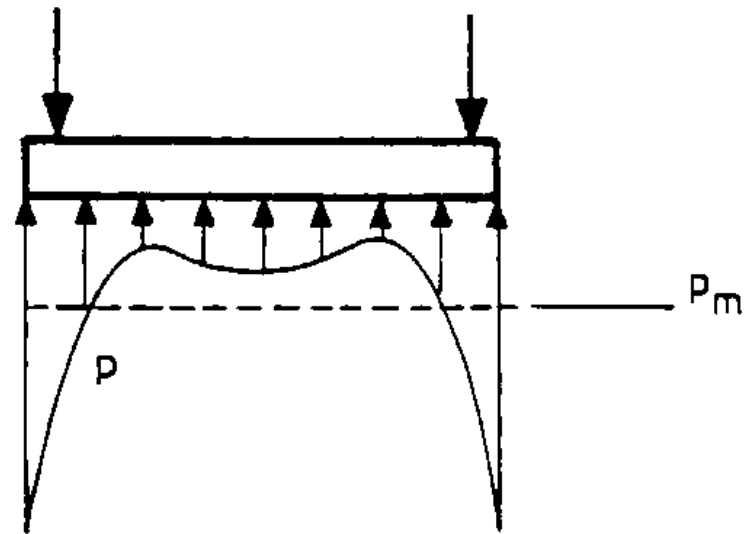


Figure 6.88

L'allure de la répartition de la réaction sous un radier d'écluse est représentée à la figure 6.89.

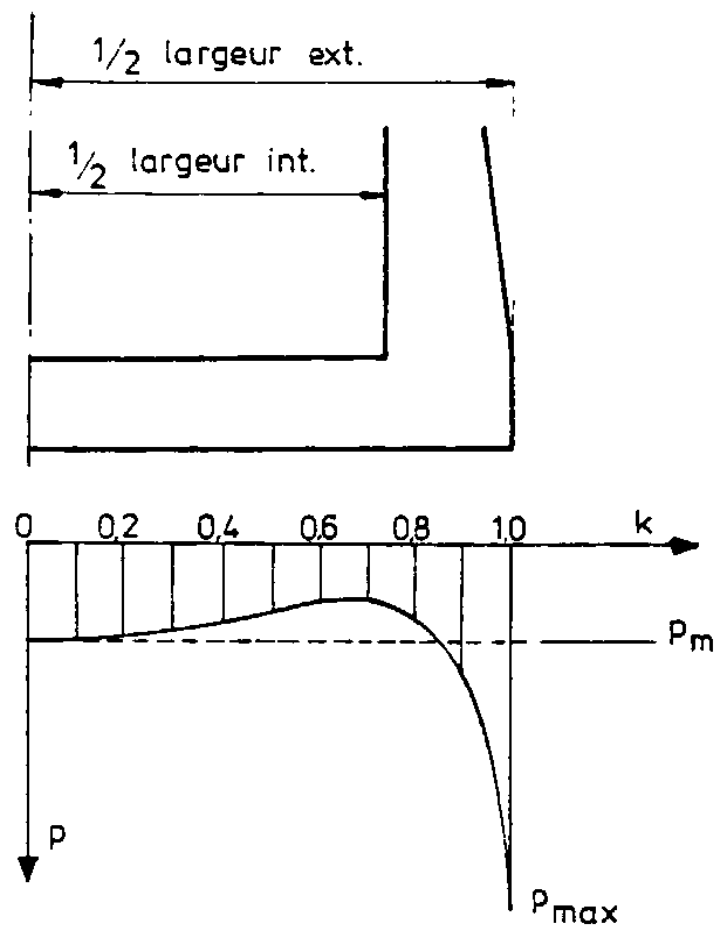


Figure 6.89

Il s'agit d'une combinaison des deux cas précédents qui montre une forte concentration de contrainte aux extrémités des bajoyers, prouvant que ceux-ci ont tendance à s'appuyer par leurs extrémités sur le sol. Il en résulte, comme dit ci-dessus, une diminution des moments positifs au centre du radier par rapport aux résultats des autres méthodes.

Notons que cette concentration de contrainte peut conduire à une plastification très locale du sol qui est presque sans effet à condition que la contrainte moyenne p_m reste largement en dessous de la contrainte de plastification. Il convient néanmoins de se montrer prudent en cas de réaction locale très élevée dans un terrain médiocre.

Il est intéressant de regarder l'évolution qui se produit durant la construction. Dans la théorie décrite ci-dessus, les coefficients de tassement dépendent du rapport des cotés $\delta = b'/l' = b/l'$. Donc, si l'on suppose que l'on construit une écluse par tronçons complets successifs, le rapport δ s'accroîtra au fur et à mesure de la construction. Or la concentration de contrainte aux extrémités augmente avec δ et il s'ensuit une diminution du moment au centre du radier, le moment en fin de construction pouvant être réduit à la moitié du moment lorsqu'un seul tronçon est construit. Les calculs montrent d'autre part que le tassement du sol devient plus important lorsque δ augmente mais s'uniformise. La courbure diminue donc ainsi que les moments de flexion. Par contre, si l'on bétonne d'abord le radier en entier avant de monter les bajoyers, les sollicitations seront moins défavorables car l'effet stabilisant de la charge uniforme du radier (qui crée des moments négatifs) sera maximum au début et les moments augmenteront continûment jusqu'à leur valeur finale. La méthode De Beer permet donc de tenir compte des différents stades de la construction, qui semblent avoir une importance considérable sur la répartition des moments de flexion, alors que les méthodes simples ignorent complètement ce phénomène.

Méthode de Gorbunov-Bosadov

Outre les méthodes précédemment citées, on peut évoquer la méthode de Gorbunov-Bosadov. On ne résout pas d'équation différentielle, on se base sur des abaques pour calculer successivement M et T dans le radier, ainsi que la pression exercée sur le sol. Cette méthode est donc plus simple que celles évoquées ci-avant.

Les trois figures suivantes mettent en exergue les distances prises en compte ainsi que les forces s'exerçant sur le système. On ne considère qu'une demi section (vu la symétrie).

Sur la figure 6.91 sont représentées les forces verticales et la résultante N qui s'applique au centre du pied du bajoyer.

- poids du sol sur le bajoyer P_s , de la nappe sur le bajoyer P_n , et du béton du bajoyer P_b ;
- surcharge du terrain c .

Sur la figure 6.92 sont représentées les forces horizontales et les résultantes T & M qui s'appliquent au centre du pied du bajoyer.

- poussée des terres F_s , pressions hydrostatiques due à la nappe F_n et due à l'eau du sas F_w ;

- effort dans bollards F_b .

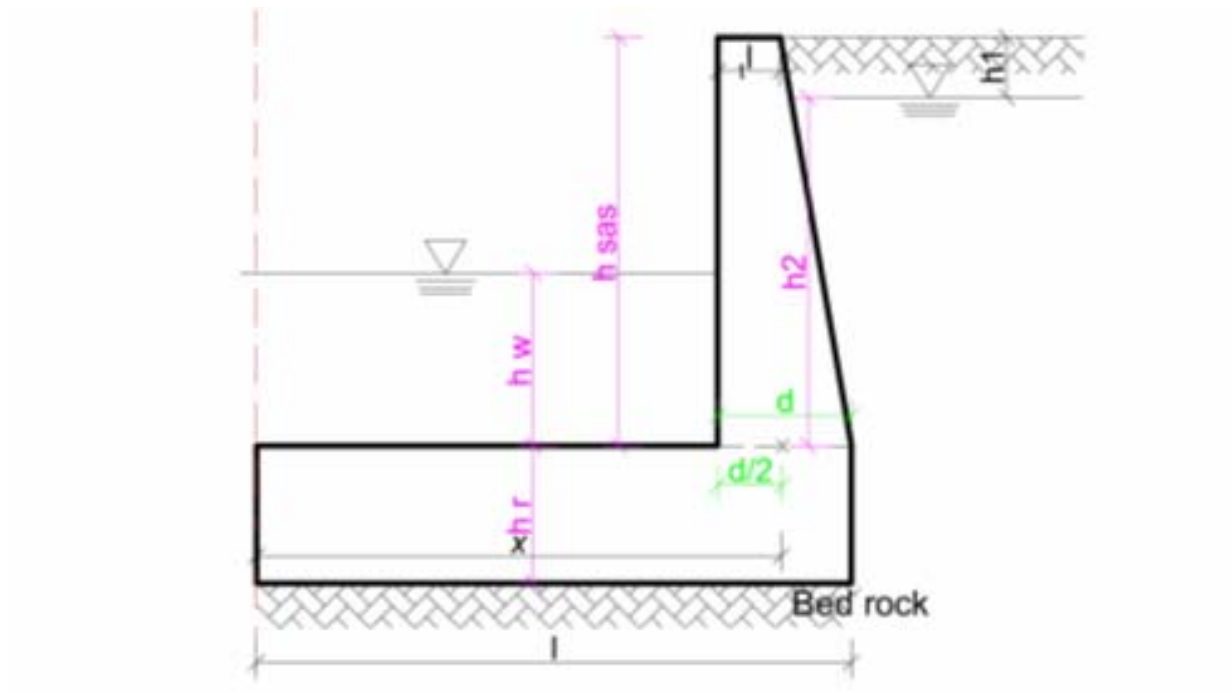


Figure 6.90

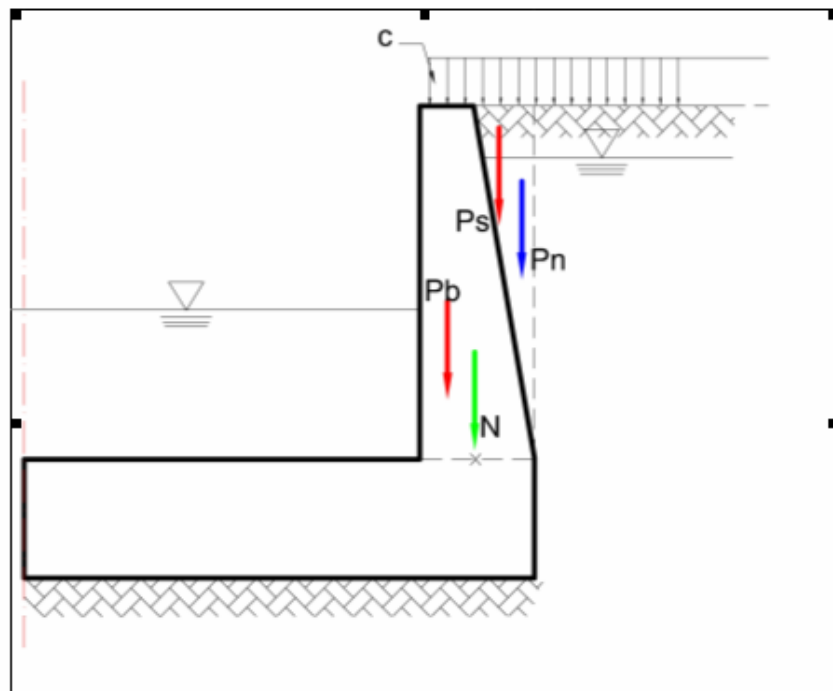


Figure 6.91

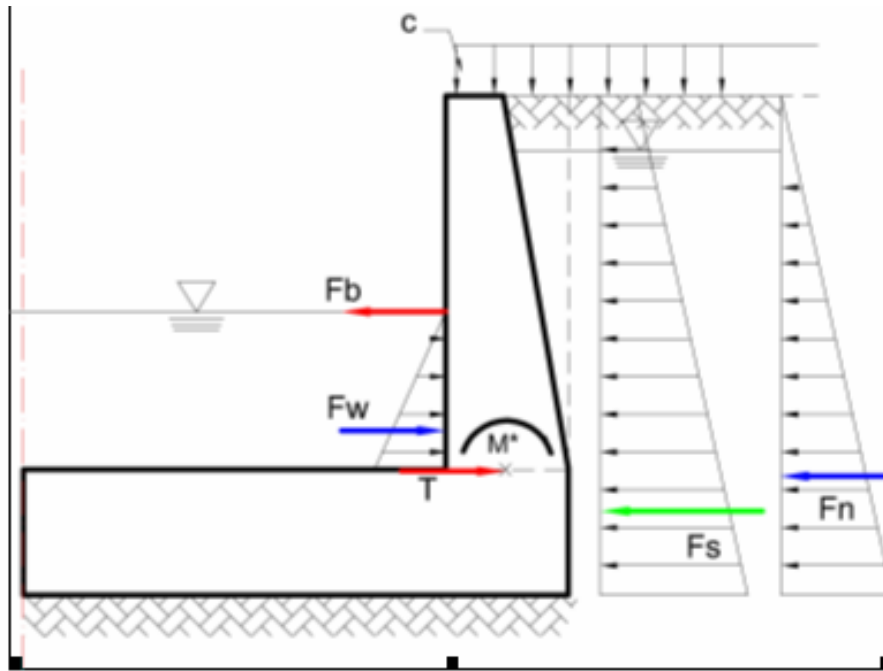


Figure 6.92

On peut résumer la méthode Gorbunov-Posadov en six points :

- 1) Vu la symétrie des charges et de la structure, la section transversale peut -être réduite à la moitié droite
- 2) On obtient les valeurs des charges modifiées

$$N^* = N - p_w d \quad (6-45)$$

$$M^* = M + T \cdot \frac{h_r}{2} \quad (6-46)$$

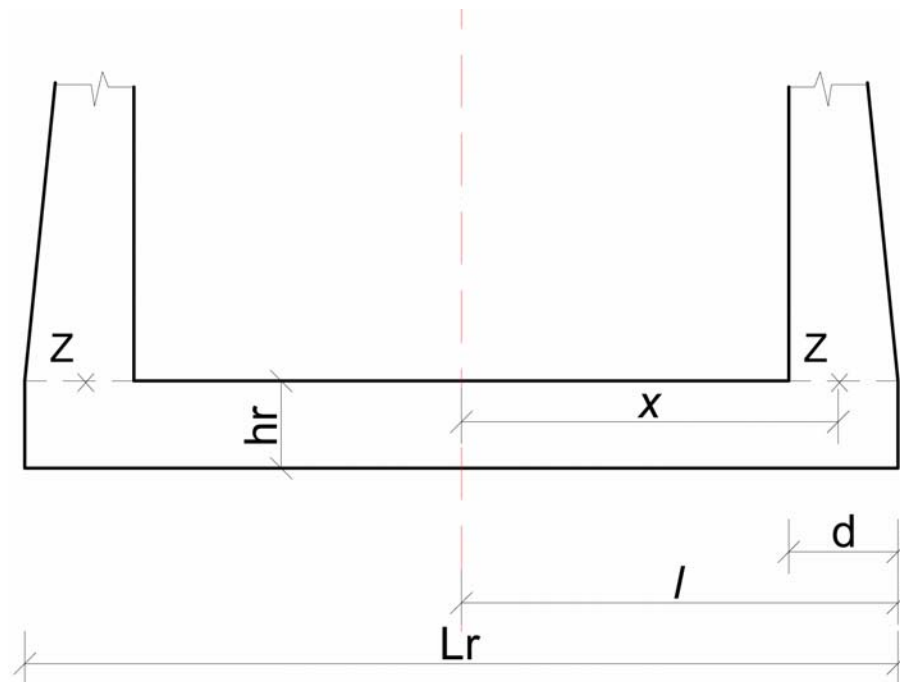


Figure 6.93

- 3) La demi section transversale est divisée en dix parts égales (sections de poutres), résultants en 11 *keypoints*, chacun caractérisé par une distance à l'axe de symétrie valant :

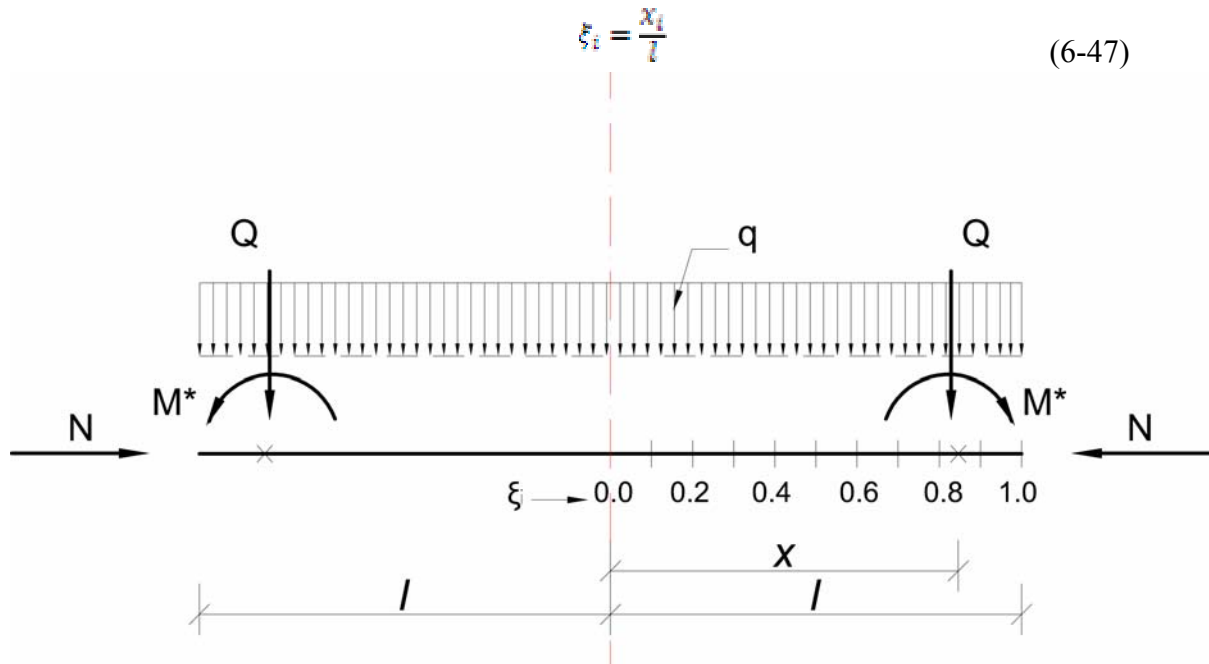


Figure 6.94

- 4) On détermine ensuite le point sur lequel les charges Q et M^* sont appliquées, caractérisées par

$$\alpha = \frac{x}{l} \quad (6-48)$$

cette valeur est arrondie à la première décimale

- 5) Le coefficient de rigidité est calculé par

$$t = 10 * \frac{E_t}{E_b} * \left(\frac{E_t}{E_b} \right)^3 \quad (6-49)$$

et cette valeur est arrondie à un nombre entier. E_t est le module du sol, et E_b celui du béton ;

Si $t < 1$, le radier est rigide. Si $1 < t < 10$, le radier est semi-rigide. Si $t > 10$, le radier est flexible.

- 6) On consulte ensuite les abaques (disponibles en annexe ainsi que des exercices) et on entre les deux coefficients cités ci-dessus pour chaque cas de chargement cité ci-après (calcul matriciel)
- Charge concentrée unitaire (Q)
 - Charge uniformément répartie unitaire (q)
 - Charge avec un moment de torsion concentré unitaire (M^*)

Les coefficients de calcul sont extraits pour chaque *keypoint*

Pour obtenir le diagramme cumulé, les équations suivantes sont appliquées (on obtient un vecteur de 11 éléments, donnant la valeur de p, t ou m aux 11 *keypoints*) :

$$p_r = p_r(q) + p_r(Q) + p_r(M^*) \quad (6-50)$$

$$T_r = T_r(q) + T_r(Q) + T_r(M^*) \quad (6-51)$$

$$M_r = M_r(q) + M_r(Q) + M_r(M^*) \quad (6-52)$$

Les efforts résultants valent :

$$\begin{aligned} p & \quad q = p * \bar{q} \quad (6-53) \\ T &= l * p * \bar{T} \\ M &= l^2 * p * \bar{M} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N & \quad q = \frac{N^*}{L} * \bar{q} \quad (6-54) \\ T &= N^* * \bar{T} \\ M &= l * N^* * \bar{M} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M & \quad q = \frac{M^*}{l^2} * \bar{q} \quad (6-55) \\ T &= \frac{M^*}{l} * \bar{T} \\ M &= M^* * \bar{M} \end{aligned}$$

Avec

$$\begin{aligned} p &= g_r + p_w - s \\ g_r &= \frac{G_r}{L_r} = \frac{\gamma_b * h_r * L_r * 1}{L_r} \\ S &= \gamma_w * (h_r + h_z) \end{aligned}$$

Remarque 1 : présence d'un aqueduc

La présence de l'aqueduc constitue toujours un déforçement et entraîne un supplément de maçonnerie important dans les bajoyers, même si au-dessus de l'aqueduc le parement vers les terres est très incliné (figure 6.95)

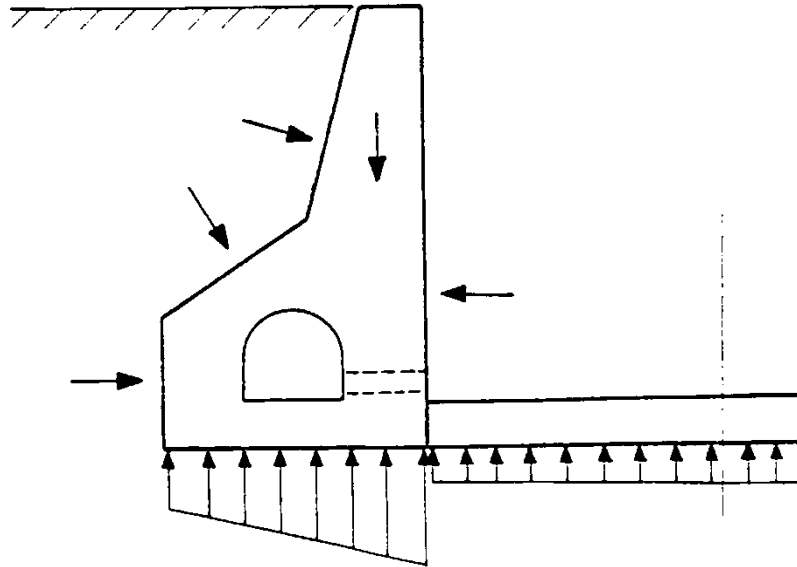


Figure 6.95 Présence d'un aqueduc

Remarque 2

Nous donnons à titre d'exemple, aux figures 6.96 à 6.98, pour l'écluse de Zeebrugge diverses solutions possibles étudiées au niveau de l'avant-projet.

a. bajoyer sur semelle profonde

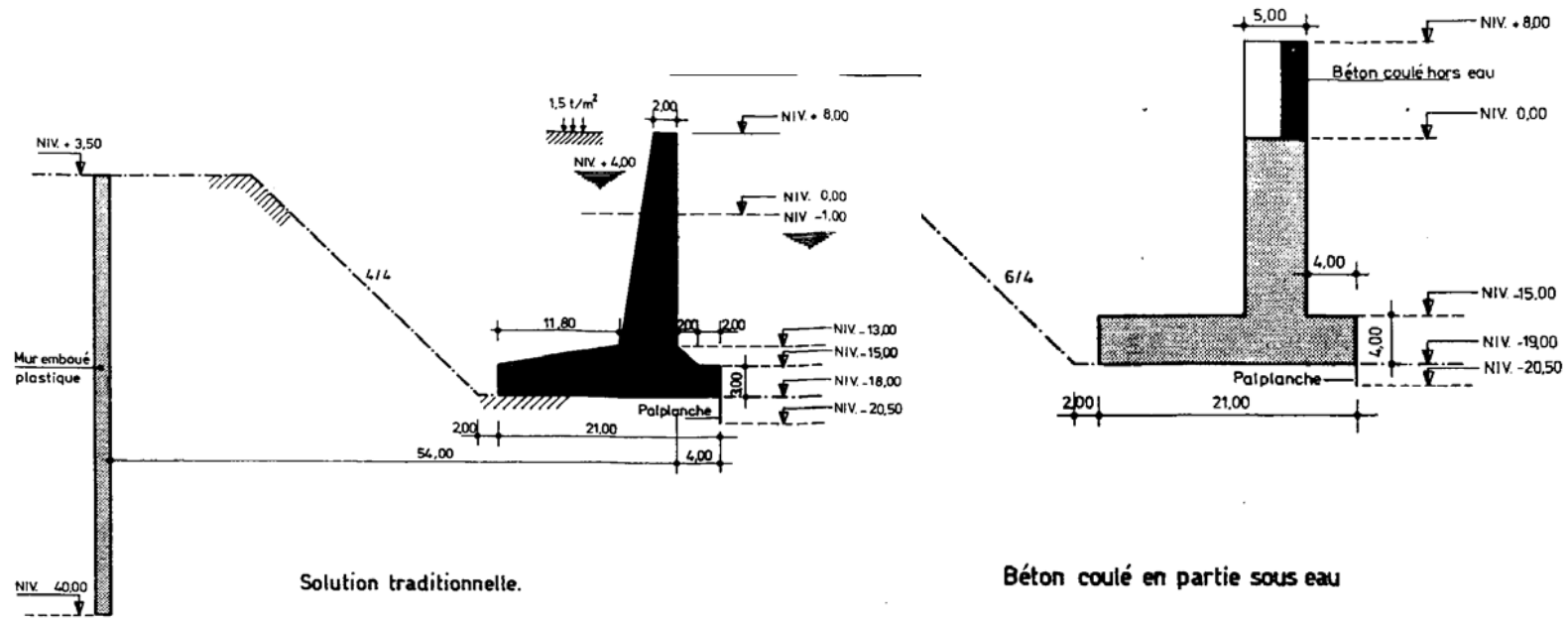


Figure 6.96

b. bajoyer sur fondation haute

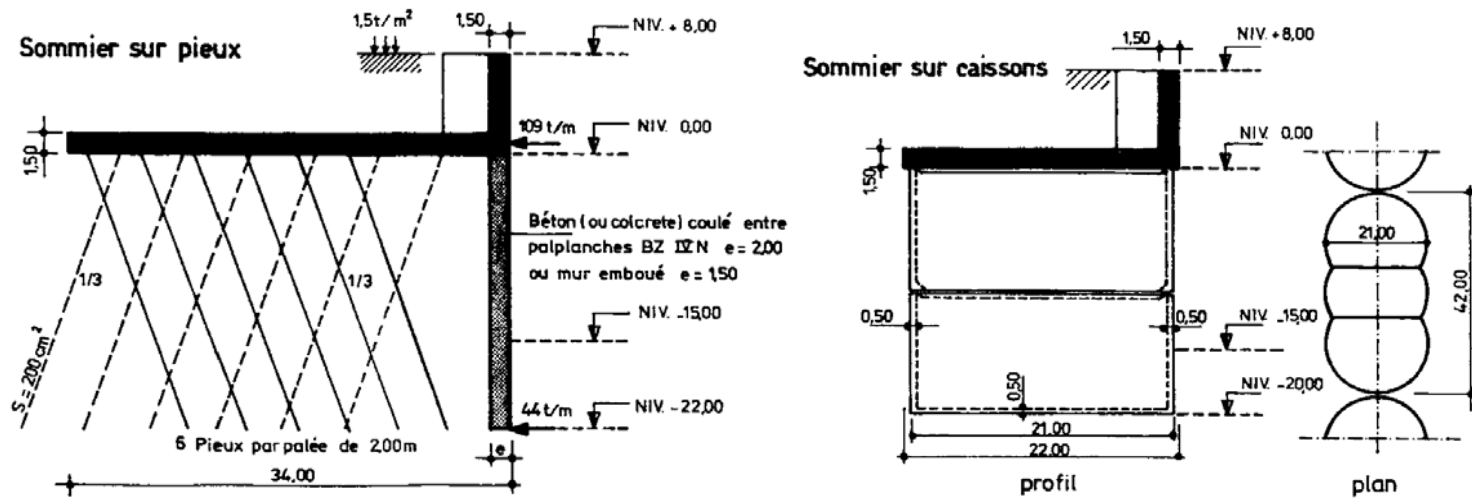


Figure 6.97

c. paroi verticale = tirants

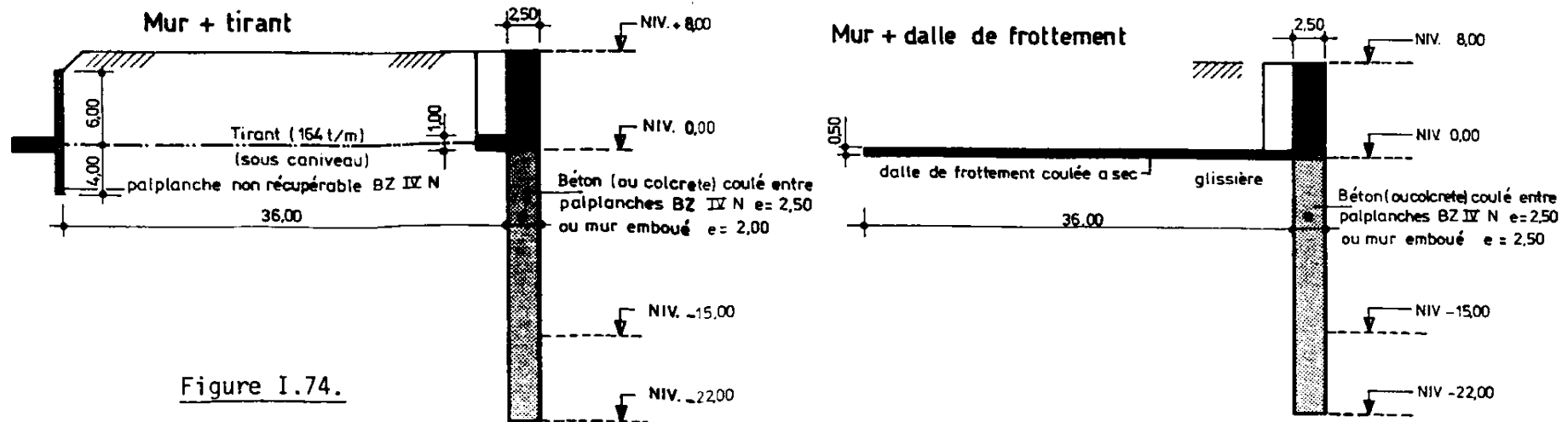


Figure I.74.

Figure 6.98

6.9 Ecluses pour fortes chutes

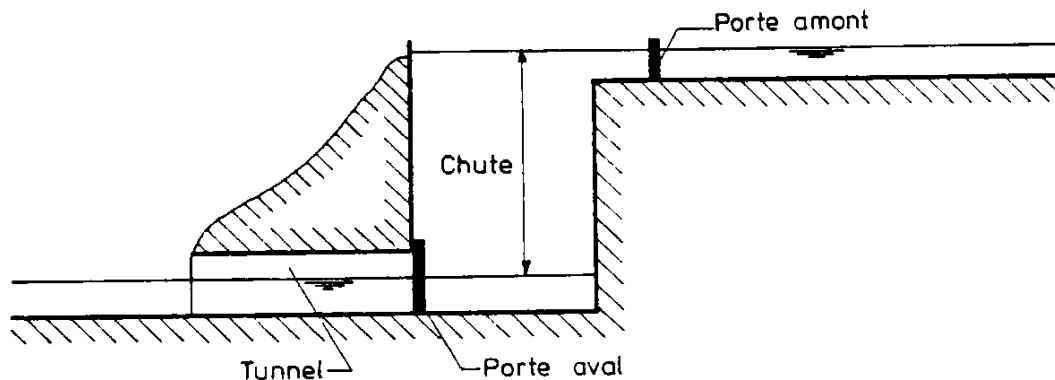
Le problème qui consiste à faire franchir une grande dénivellation par la navigation peut apparaître de deux manières différentes. Il peut être lié à l'exécution d'aménagements hydro-électriques.

Il convient d'abord de préciser ce qu'il faut entendre par grande hauteur de chute. Dans le passé, la technologie ne permettait pas de dépasser de beaucoup la hauteur de trois mètres. Le cap des 20 m de chute fut atteint en 1938-39 aux USA. De nos jours, plusieurs écluses de par le monde dépassent allègrement une hauteur de chute de 30 m pour atteindre 40 à 45 m. La limitation du système est due à la cavitation.

6.9.1 Sas simple

La seule conception logique d'une écluse à forte chute est celle du sas terminé à l'amont par un mur de chute et à l'aval par un mur de masque : le sas a donc l'aspect d'un puits fermé à l'aval par une bouchure appropriée.

On peut rencontrer deux possibilités extrêmes pour une telle écluse selon le relief du sol : soit que l'on se trouve en face d'une falaise naturelle ou artificielle ou que le terrain ait une déclivité relativement accentuée. Dans le second cas, l'écluse sera un puits creusé dans le sol et réuni au bief aval par une galerie de sortie. Cette galerie sera plus ou moins longue selon la déclivité et la nature des terrains rencontrés. Si on la combine avec un grand barrage de réservoir, l'écluse n'aura pas de galerie de sortie et le mur de masque sera visible d'aval.



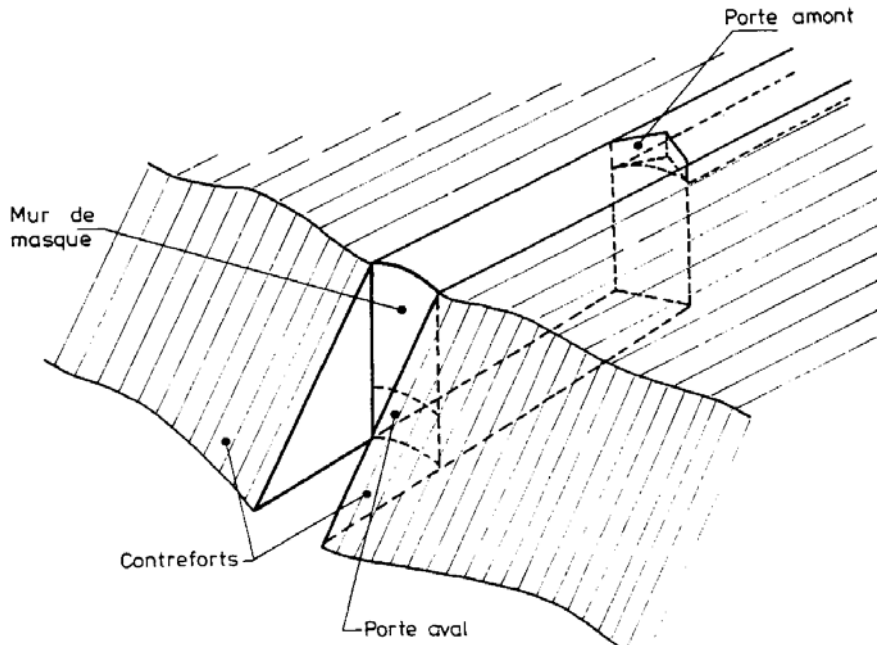


Figure 6.99 Mur de masque

Des contreforts seront nécessaires pour s'opposer aux efforts horizontaux dus à la pression hydrostatique sur la paroi aval de l'écluse. Les bajoyers peuvent aussi contribuer à la résistance par des ancrages latéraux.

La grande hauteur de chute peut d'ailleurs être considérée dans certains cas comme un élément favorable en ce qui concerne le terrain de fondation. Il est en effet fort probable qu'à 20 ou 30 m de profondeur sous le niveau naturel, on trouve une roche compacte. Si d'autre part, l'écluse est jumelée à un barrage de retenue, c'est que l'étude géologique préalable à la construction a conclu à la possibilité d'existence au site choisi d'un barrage de retenue donc aussi celui d'une écluse.

Bouchures pour écluses de haute chute

La question du choix de la porte amont n'est pas spécifique des écluses à forte dénivellation. On a en somme les diverses possibilités de déplacement transversal (portes roulantes à rails immergés au fond du sas ou rails sur portique), de déplacement vertical (porte levante), de rotation autour d'un axe horizontal (portes rabattantes) ou vertical (portes busquées ou à secteur).

A priori, plusieurs types peuvent convenir en ce qui concerne la porte amont notamment, la porte busquée et celle à translation horizontale à rails sur portiques qui semblent le plus adoptées actuellement.

Si l'écluse n'est pas large, il semble que le système le plus commode soit celui de la porte busquée, qui offre tous les avantages énumérés précédemment.

La porte à déplacement latéral peut être adaptée pour des largeurs importantes surtout si la passerelle surmontant la porte doit être d'un accès direct.

Le problème de la porte aval est beaucoup plus difficile car cette porte se présente comme une vanne de vidange d'un barrage de retenue avec la différence essentielle cependant que de grandes dimensions sont requises par les conditions de navigation (tirant d'air).

On aura généralement à faire à des vannes plus larges que hautes mais très sévèrement sollicitées et pour lesquelles des soins spéciaux doivent être prévus en ce qui concerne l'étanchéité.

Sassement pour écluses de haute chute⁴

Le problème posé par le remplissage et la vidange d'une écluse de haute chute est vraisemblablement le plus difficile de tous ceux que pose une écluse de haute chute. On peut en somme le décomposer en deux questions distinctes :

- celle qui consiste à opérer le remplissage ou la vidange de l'écluse sans que les bateaux aient à souffrir des opérations effectuées,
- celle de l'épargne de l'eau.

Lorsqu'il n'y a pas de problème d'alimentation en eau, nous pouvons étudier le problème du remplissage de la façon qui suit. Il faut mettre au point un système de remplissage à partir du bief amont, tel que les bateaux en éclusage ne soient pas soumis à des efforts violents tendant à rompre les amarres qui relient aux berges et à les projeter les uns contre les autres, ou contre les portes ou les murs de l'écluse.

Le problème du remplissage est malaisé et en tout cas beaucoup plus difficile que celui de la vidange car l'énergie de la chute disponible à tout instant doit être dissipée dans un volume limité qui est le sas et les conduites de remplissage. En outre, au début du remplissage, la charge est maximum et la masse d'eau dans la chambre est minimum tandis qu'au début de la vidange, la masse d'eau est maximum au départ pour une charge maximum. Il convient de ne pas confondre cela avec le danger de cavitation.

On conçoit alors qu'il convient, pour réaliser des conditions favorables, de dissiper le maximum d'énergie disponible en dehors du sas pour n'en laisser qu'un faible reliquat dans le sas. On a montré que cette énergie était dissipée en pertes et on peut voir sur un diagramme type de variation de l'énergie comment les pertes vont évoluer (figure 6.100).

L'intégration de bassins d'épargne dans les bajoyers offre une économie substantielle.

⁴ Pour rappel, les pages 184 et suivantes sont relatives au sassement dans le cas d'une chute normale

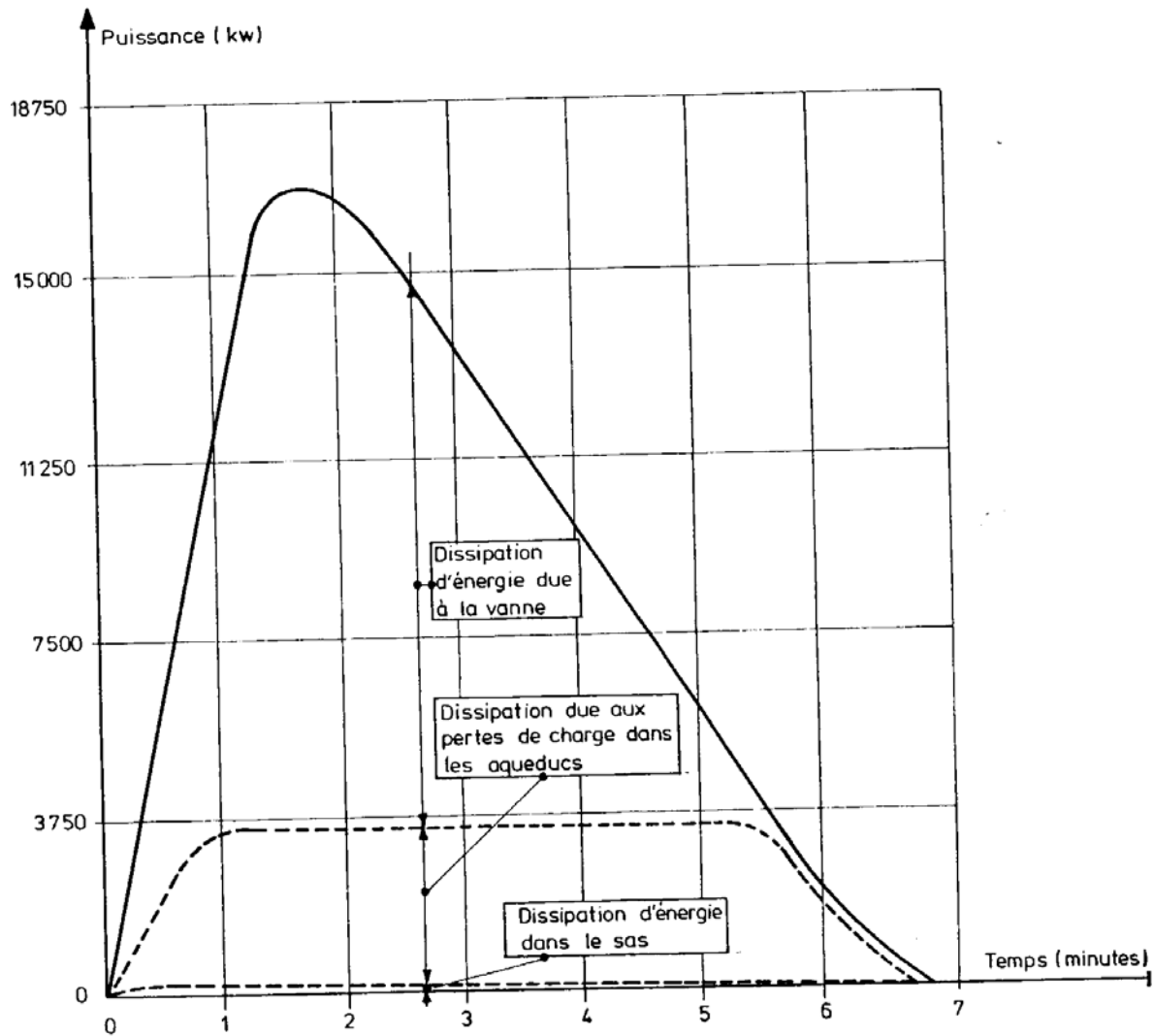


Figure 6.100 Evolution des pertes d'énergie

Voyons à présent comment prévoir les conduites de remplissage et dissiper cette énergie. Un dispositif d'alimentation dissymétrique par rapport à l'axe transversal de l'écluse (soit d'un seul côté) conduit à la formation d'une intumescence se propageant vers l'aval qui pour des hauteurs de chute supérieures à 20m risque fort de rompre les amarres des bateaux et de les projeter sur la porte aval. Pour que ce phénomène se produise, il suffit d'ailleurs que la dissymétrie de l'alimentation ne soit que temporaire. Avec les aqueducs longitudinaux alimentés par l'amont et reliés au sas par des larrons, l'onde produite par l'ouverture des vannes ne se propage pas instantanément si bien que les larrons se mettent à débiter successivement. Le phénomène est clairement visualisé car on voit crever successivement à la surface le tourbillon produit par chaque paire de larrons alors que l'aval de l'écluse reste encore parfaitement calme. En outre, si tous les larrons sont identiques et connectés à un aqueduc de section constante, on a montré qu'en cours d'opération, une dissymétrie doit exister, les larrons d'aval débitant plus que ceux d'amont.

Si la dissymétrie ne se traduit pas par un courant trop prononcé, on peut arriver à étouffer la seiche en faisant monter le plan d'eau très rapidement. Il semble que le procédé le plus sûr soit d'adopter une alimentation symétrique et encore faut-il qu'elle soit répartie sur la longueur ou mieux encore, sur sa surface. On peut proposer d'arriver à ce résultat en utilisant

divers puits complètement séparés qui pourraient être alimentés au bief amont à partir d'un bassin assez large.

Ce pourrait être le cas de prises effectuées au départ d'un grand réservoir de retenue. Chaque puits aboutirait sous le radier à un aqueduc court subdivisé à son tour en deux larrons débouchant verticalement. Si l'on craint une intumescence à axe horizontal selon l'axe longitudinal du sas (rouleau), il reste la solution de répartir chaque débouché en deux sorties donnant 4 pertuis par puits et mieux répartis alors sur la surface du sas. Il semble de toute façon qu'une excellente précaution soit de créer dans le fond de l'écluse une surprofondeur importante (2 à 3 mètres)

Au débouché dans le sas, les filets liquides trouvent au-dessus d'eux un matelas amortisseur dont la hauteur est le mouillage plus la surprofondeur. Il convient de ne pas exagérer dans ce sens car cet artifice est évidemment coûteux. Si l'on ne peut compter sur une alimentation par puits à débits égaux, il sera prudent de ne réaliser qu'un seul puits captant l'eau amont pour la distribuer dans le sas. Le système est alors obligatoirement à aqueducs et larrons. Une première condition de symétrie sera réalisée en plaçant les deux puits de descente au milieu de l'écluse. L'alimentation par le fond s'indique aussi, surtout si l'on peut approfondir le sas. Le problème sera alors celui de distribuer, quel que soit le temps considéré, l'eau amenée par le puits d'une manière uniforme dans le sas. La question est en fait double : il faut considérer la période transitoire du démarrage (ou de fin de sasement) et les conditions intermédiaires.

Les conditions à réaliser dans les deux cas seront fournies par l'examen de l'équation de Bernoulli en mouvement non permanent.

Intéressons nous à présent à la problématique du sasement avec problème d'alimentation. Imaginons que l'écluse à établir soit située à l'extrémité d'un bief de partage entre deux bassins hydrographiques différents et que toute l'eau du bief de partage doive y être apportée : la question d'épargne revêt alors une importance primordiale et conditionne la solution à adopter. On verra qu'elle est à la fois plus simple et plus compliquée que celle de l'écluse seule. Elle est plus compliquée en ce qui concerne les maçonneries qui comportent alors obligatoirement des bassins d'épargne. Le processus d'opération de ces bassins est bien connu : il consiste à stocker l'eau dans des bassins que l'on remplit au cours de la vidange de l'écluse et que l'on vide au cours du remplissage. Le chapitre 10 traite, entre autres, de ces aspects.

Caractéristique des vannes de sasement

Les vannes d'amont ne peuvent être placées au niveau amont sinon d'importants problèmes dus à la cavitation risquent d'apparaître comme on le verra ci-après. Ceci conduit notamment à placer toutes les vannes au niveau aval, c'est-à-dire le plus bas possible. Cette condition définit en quelque sorte le type de vanne. En effet, puisqu'elles sont soumises à de fortes pressions, il faut éviter que ces pressions ne créent des efforts de frottements excessifs défavorables à la manœuvre et outre qu'il ne doit pas y avoir de vibrations au cours des écoulements, l'étanchéité en position fermée doit être bien assurée.

Dès lors, pratiquement seule la vanne cylindrique basse à plateau fixe et double étanchéité, la vanne segment et la vanne papillon peuvent convenir. Pour la vanne segment, deux solutions sont possibles : bordage comprimé ou bordage tendu.

Problème de la cavitation dans les écluses à fortes chutes

Le problème majeur des écluses de haute chute est celui de la cavitation immédiatement à l'aval des vannes surtout pour les très faibles ouvertures des vannes à segment. On peut se faire une idée de ce problème de cavitation de la manière simplifiée indiquée ci-après.

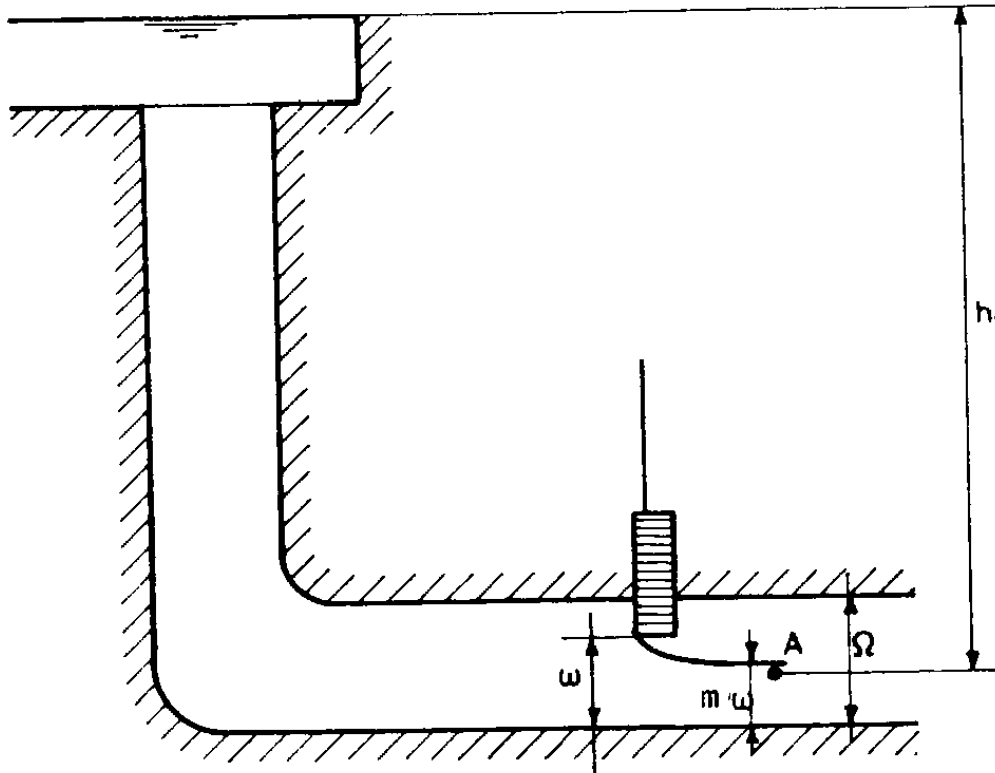


Figure 6.101

Entre le niveau amont et le point A, on peut écrire :

$$Z_{amont} = Z_A + \frac{P_A}{\varpi} + \frac{V_A^2}{2g} + pertes \quad \text{soit} \quad h_1 = Z_{amont} - Z_A = \frac{P_A}{\varpi} + \frac{V_A^2}{2g} + K \frac{V^2}{2g} \quad (6-56)$$

Où $K \frac{V^2}{2g}$ est la perte de charge enregistrée entre le niveau amont et le point A (sous la vanne, il n'y a pas de perte : phénomène de contraction)

$$\text{On a } V_A = \frac{V\Omega}{m\omega} \text{ si bien que l'on peut écrire : } h_1 = \frac{P_A}{\varpi} + \frac{V^2}{2g} \left(K + \frac{\Omega^2}{m^2\omega^2} \right).$$

$$\text{Ou encore : } V = \sqrt{2gh} \frac{1}{\sqrt{\beta + \left(\frac{\Omega}{m\omega} - 1\right)^2}} \quad (6-57)$$

$$\text{D'où } h_1 = \frac{P_A}{\varpi} + h \frac{K + \frac{\Omega^2}{m^2\omega^2}}{\beta + \left(\frac{\Omega}{m\omega} - 1\right)^2} \quad (6-58)$$

$$\text{Et } \frac{P_A}{\varpi} = h_1 - h \frac{K + \frac{\Omega^2}{m^2\omega^2}}{\beta + \left(\frac{\Omega}{m\omega} - 1\right)^2} = h_1 - h \frac{Km^2\omega^2 + \Omega^2}{\beta m^2\omega^2 + (\Omega - m\omega)^2} \quad (6-59)$$

Dans cette formule, h et ω varient en fonction du temps et on peut voir que si le second terme est suffisamment grand, la cavitation peut survenir. Après avoir résolu l'équation différentielle de sassement, on connaîtra $h=f(t)$ et on pourra calculer $\frac{P_A}{\varpi}$ en tout temps. A titre d'approximation, supposons que h varie peu pendant la phase d'ouverture de la vanne et que l'on puisse admettre $h = \text{constante}$. La dérivation de $\frac{P_A}{\varpi}$ par rapport à ω , égale à zéro fera apparaître la condition au minimum de P_A [1] :

$$\omega^2 \left(\frac{\Omega K}{m} \right) + \omega \frac{\Omega^2}{m^2} (\beta + 1 - K) - \frac{\Omega^3}{m^3} = 0 \quad (6-60)$$

$$\text{D'où l'on tire } 2\omega K = -\frac{\Omega}{m} (\beta + 1 - K) + \frac{\Omega}{m} \sqrt{(\beta + 1 - K)^2 + 4K} \quad (6-61)$$

Si l'on admet comme valeurs moyennes $K = 0,25$, $\beta = 2$ et $m = 0,65$ on obtient :

$$0,5\omega = -\frac{\Omega}{0,65} (2,75) + \frac{\Omega}{0,65} \sqrt{2,75^2 + 1} \quad (6-62)$$

$$\frac{\omega}{\Omega} = 2 \left[-\frac{2,75}{0,65} + \frac{\sqrt{8,55}}{0,65} \right] = \frac{2(-2,75 + 2,92)}{0,65} \cong 0,5.$$

La dépression a donc lieu lorsque la vanne est ouverte à environ la moitié de sa course. On a alors :

$$\frac{P_A}{\varpi} = h_1 - h \frac{0,25 + \frac{4}{0,42}}{2 + (2,07)^2} = h_1 - 1,5 h \quad (6-63)$$

Ce qui a toutes chances d'être très sévèrement négatif.

La dépression la plus grande ayant lieu lorsque la vanne est ouverte environ à moitié, on peut réduire cette dépression par une faible vitesse d'ouverture de la vanne (ou par une vitesse de vanne progressive) de manière que l'ouverture critique ait lieu lorsque le niveau d'eau dans le sas est déjà nettement supérieur au niveau aval (le calcul du minimum indiqué ci-dessus n'est plus rigoureux mais reste vrai en ordre de grandeur).

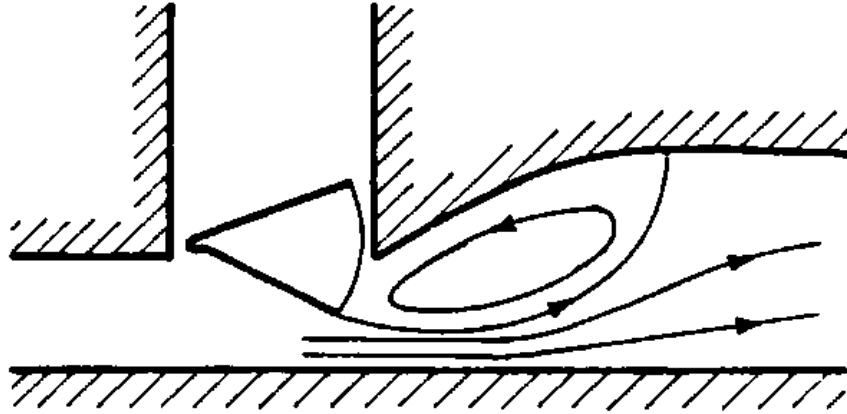
Les formules ci-dessus donnent la pression moyenne au droit de la section la plus critique en aval de la vanne, mais, en raison des tourbillons, les vitesses locales peuvent être plus fortes que la vitesse moyenne et en conséquence la pression localement plus faible que la pression moyenne. Il n'est pas possible d'éviter, dans les écluses de grande chute, des pressions négatives en arrière de la vanne mais il faut éviter que ces pressions négatives soient excessives (on indique souvent que la pression ne devrait pas descendre en dessous de -3 m), et causes de cavitation et de vibration de la vanne.

On y arrive par divers procédés :

- en abaissant le niveau de l'aqueduc, au moins au voisinage de la vanne (h_1 grand) ;
- en réduisant la vitesse d'ouverture ;
- en réduisant la section des aqueducs larrons ;
- en envoyant de l'eau dans la zone critique en aval de la vanne.

Pour envoyer de l'eau dans la zone critique en aval de la vanne, il y a deux méthodes :

- soit de faire parvenir l'eau du sas par le premier aqueduc larron (ou première ouverture de fond). Cela nécessite que la vanne soit tout près de ce premier larron (ce premier larron ne débite à l'envers que pendant le début du remplissage où ont lieu des pressions négatives ; le sens du débit devient normal ensuite) ;
- soit augmenter graduellement dans le sens vertical la section de l'aqueduc en aval de la vanne, ce qui entraîne un tourbillon ramenant l'eau vers la zone critique. Mais il faut néanmoins que l'aqueduc reste suffisamment submergé.



On peut aussi envoyer des quantités contrôlées d'air par un évent malgré les inconvénients que cela comporte. Pour les très grandes chutes supérieures à 20cm, ces divers procédés paraissent insuffisants pour éviter les dégradations et il est utile d'employer du béton à haute densité, des résines époxy ou des blindages métalliques (acier inox) dans l'aqueduc immédiatement en aval de la vanne pour empêcher la détérioration du béton que peuvent causer les grandes vitesses et la cavitation.

Afin de résoudre ce problème de cavitation propre aux grandes chutes, on peut utiliser la technologie des bassins d'épargne, non pas dans une optique d'économie d'eau, mais pour diminuer la hauteur de chute.

6.9.2 Les échelles d'écluses

Pour franchir les très fortes chutes, on peut aussi établir à courte distance l'une de l'autre, des écluses de moyenne ou basse chute, formant une échelle d'écluses.

Le système a l'avantage de la sécurité du fonctionnement. Les inconvénients sont le prix élevé des multiples écluses et la grande durée d'éclusage total. Une difficulté particulière consiste dans la régulation des biefs courts (200 à 300 m) quand il y en a, non seulement au point de vue de la variation de hauteur sous l'action du volume introduit ou prélevé mais encore à cause des ondes qui perturbent considérablement la navigation et qui s'amortissent faiblement si les biefs sont très courts. On sait que l'amplitude de l'onde est fournie par la formule

$$\eta = \frac{Q}{b\sqrt{gh}}. \text{ Aussi, pour atténuer au maximum les effets des ondes, il s'indique d'augmenter } b$$

et h . L'augmentation de h est moins efficace à cause de la racine carrée. Il faut donc donner une surlargeur et une surprofondeur, si possible établir des dispositifs régulateurs et régler la circulation et les manœuvres de telle sorte que les sasements des écluses successives se combinent aussi avantageusement que possible, ce qui se réalise sur une voie d'eau à grand trafic par un poste de commande central. Ces écluses, à cause de leur grande consommation, reçoivent souvent des bassins d'épargne qui permettent de diminuer fortement la dépense d'eau si les éclusages successifs sont bien coordonnés. Lorsque la disposition du terrain le permet, on accole les écluses si bien que l'on réalise un véritable escalier hydraulique comme au canal de Panama, par exemple.

Avec ce système, on fait l'économie des portes amont des écluses d'aval.

Il n'est applicable que si le terrain s'y prête. Pour la descente, il ne faut en principe que la sassée d'une seule écluse qui passe du bief amont dans le bief aval. Pour la montée, il faut au contraire 4 sassées, à moins que l'on ne procède par pompage, ce qui serait très lent.

Il y a donc des aqueducs qui permettent de remplir n'importe quel sas, non seulement à partir de celui qui précède mais aussi directement à partir du bief amont.

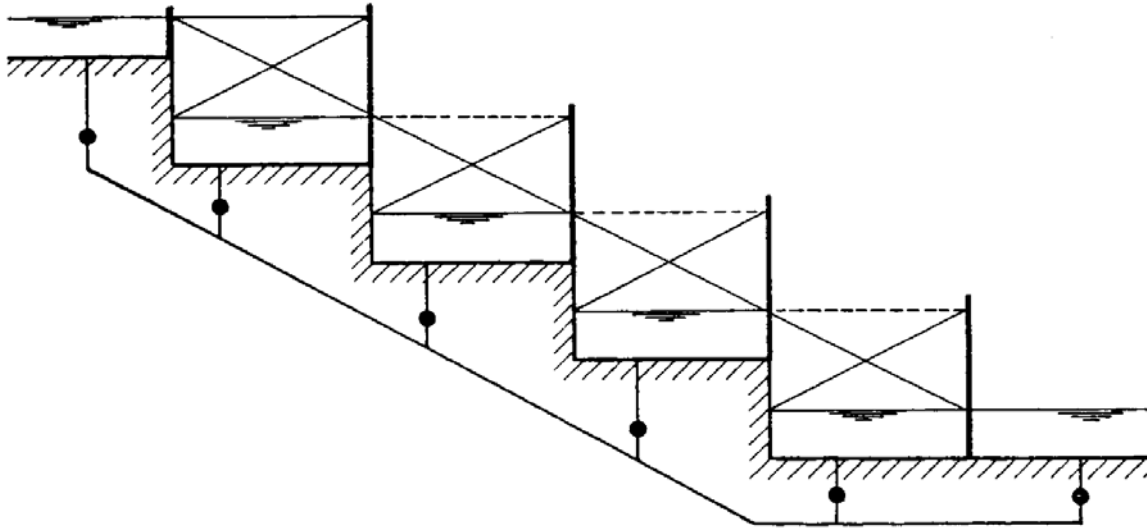


Figure 6.102 Echelle d'écluses

La capacité de trafic sera évidemment accrue si on construit deux échelles côte à côte. En outre une des échelles peut servir de bassin d'épargne à l'autre.

6.10 Economie d'eau et bassins d'épargne

Le volume V d'eau utilisée lors d'un éclusage normal vaut (figure 6.103) : $V = B.H.L$. Ce volume, prélevé dans le bief d'amont doit être compensé par un apport d'eau dans ce bief. Si cette opération s'avère trop coûteuse, il peut être souhaitable de réduire la consommation d'eau à l'aide d'un système d'épargne. On peut en distinguer trois.

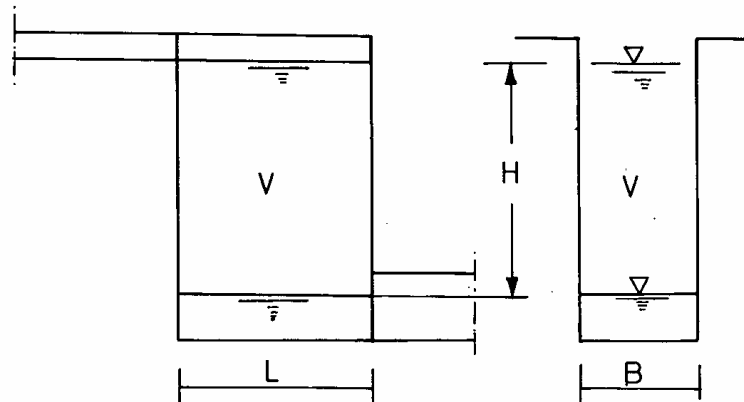


Figure 6.103 Eclusage normal

6.10.1 Echelles d'écluses indépendantes

La consommation d'eau pour le franchissement des deux écluses est réduite à $V/2$ (figure 6.104).

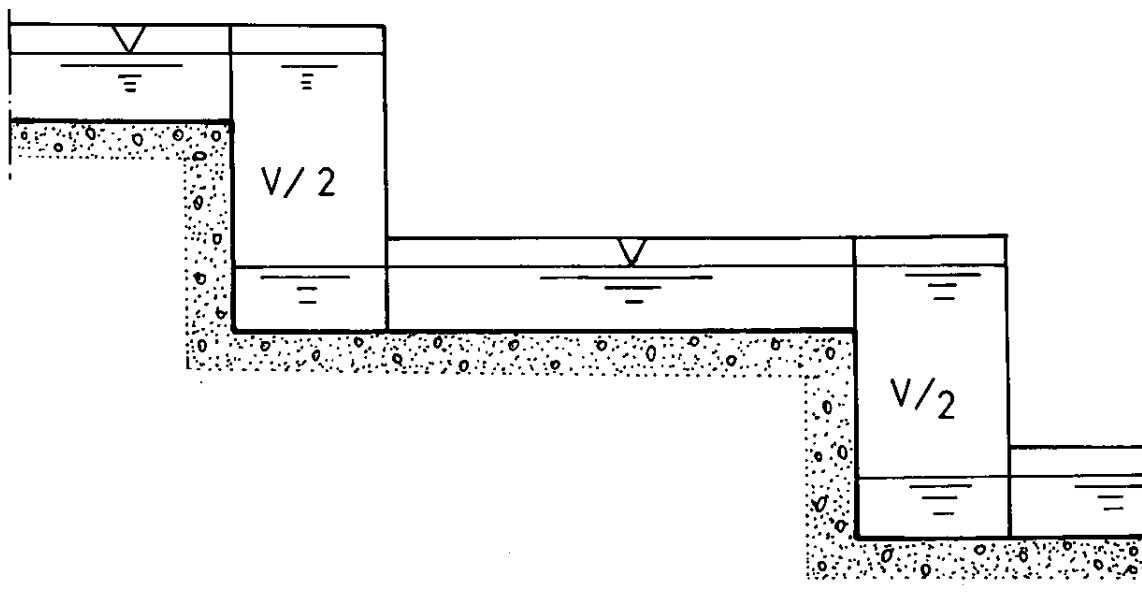


Figure 6.104 Echelle d'écluses indépendantes

6.10.2 Ecluses jumelles

Les deux sas accolés sont reliés par un aqueduc muni d'une vanne résistant aux pressions dans les 2 sens. On utilise alternativement la moitié de l'eau de vidange d'un sas pour le remplissage de la moitié de l'autre. En cas d'éclusage simultané de bateaux avalant et montant, on réalise l'économie maximum, soit $0.5 V$, tandis qu'en cas de navigation dans un seul sens, l'économie n'est que de $0.3 V$.

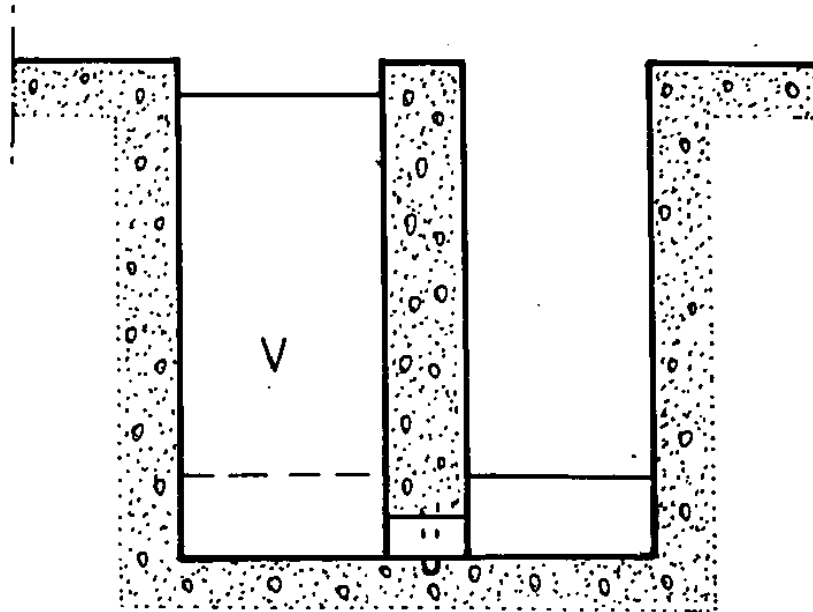


Figure 6.105 Ecluses jumelles

6.10.3 Ecluses à bassins d'épargne

Une partie de l'eau de vidange est stockée dans des bassins indépendants du sas et est disponible pour le remplissage suivant.

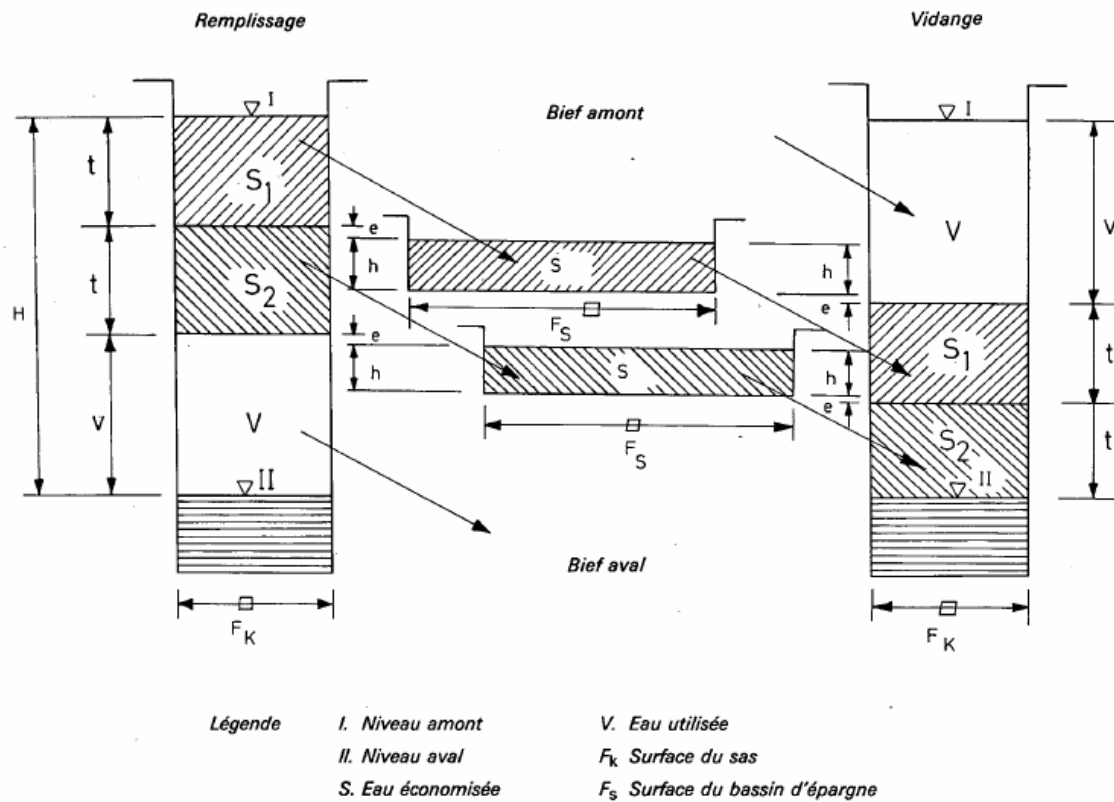


Figure 6.106 Principe des bassins d'épargne

Lors de l'éclusage d'un bateau avalant, une partie de l'eau de vidange du sas est envoyée dans des bassins construits le long du sas. Cette eau est disponible pour le remplissage suivant ; on réduit ainsi considérablement la quantité d'eau prélevée dans le bief amont. Vers la fin de chaque opération, la charge diminue et l'égalisation des niveaux se ralentit. Pour gagner du temps, le remplissage des bassins est interrompu dès que cette charge est inférieure à une valeur résiduelle « e » ; l'égalisation incomplète des niveaux n'a que peu d'influence sur le volume d'eau épargné, mais le gain de temps est appréciable.

E = économie d'eau

m = rapport entre les surfaces des bassins d'épargne et celles du sas : $m = F_s / F_k$

n = nombre de bassins d'épargne

h = hauteur d'eau dans le bassin d'épargne

E est fonction de m et de n

Selon la figure 6.107, l'accroissement de l'économie est relativement faible pour des valeurs de m et n respectivement supérieures à 1 et à 3. Ces deux valeurs semblent être optimales.

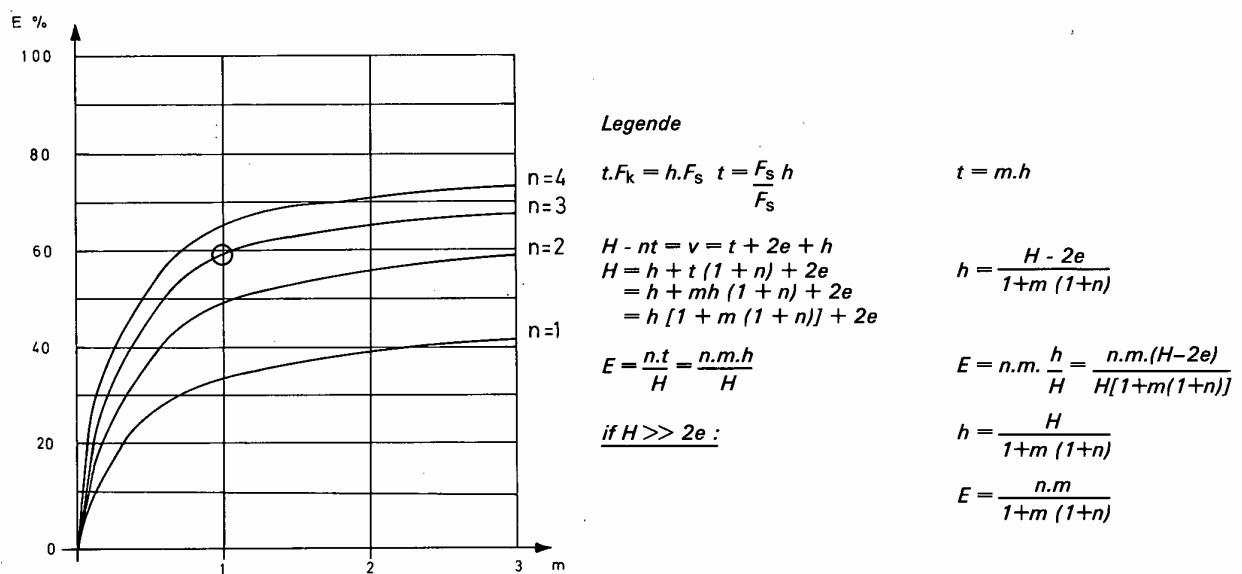


Figure 6.107 Volume d'eau épargné

Les problèmes liés à la consommation d'eau doivent être examinés sous l'aspect économique. Si l'eau consommée doit être repompée de l'aval vers l'amont, la solution la plus économique dépend des facteurs suivants :

A = frais annuels d'amortissement, d'intérêt et d'exploitation ;

C = coût de l'énergie de pompage (pour un kwh) ;

n = nombre de bassins d'épargne.

Le circuit hydraulique comprend (figure 6.109) :

- le système d'aqueducs longitudinaux pour l'acheminement de l'eau consommée V et leurs liaisons avec le bief amont et le bief aval ;
- le système d'aqueducs transversaux pour l'acheminement de l'eau épargnée E et leurs liaisons avec les bassins d'épargne ;
- le réseau d'alimentation par le radier, relié aux aqueducs longitudinaux et transversaux, et au sas.

La disposition d'ensemble, les dimensions des aqueducs et les détails spéciaux sont déterminés à partir d'essais sur modèles physiques et numériques.

Les bassins d'épargne peuvent être disposés en gradins (bassins ouverts – figure 6.108) ou l'un au-dessus de l'autre (bassins couverts).

La disposition en gradins présente généralement moins de problèmes en ce qui concerne les circuits hydrauliques et les vannes ; de plus, dans la plupart des cas, cette solution s'est avérée la plus économique.

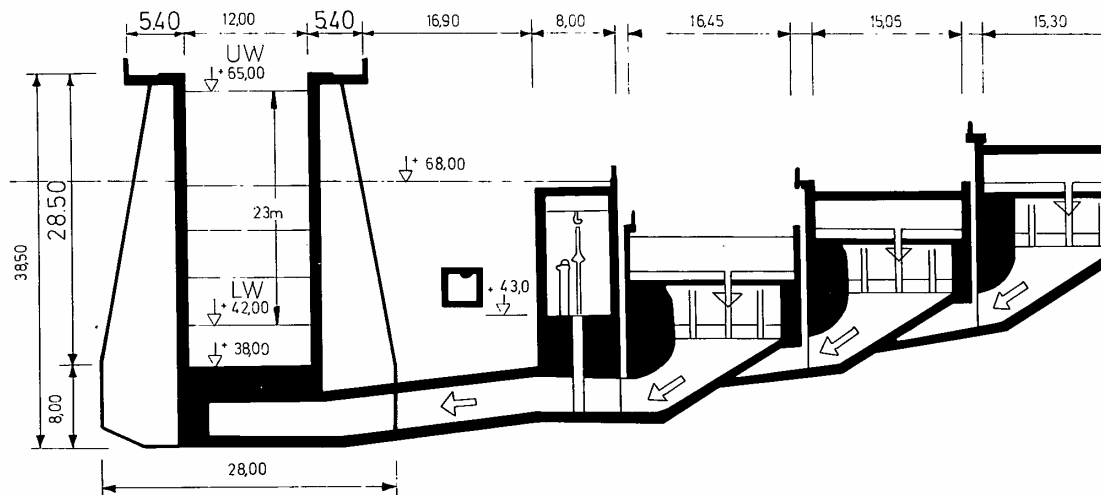


Figure 6.108 Bassins disposés en gradins

Les bassins sont conçus et dimensionnés comme des réservoirs étanches. Les joints de dilatation doivent être exécutés et rendus étanches avec le plus grand soin. Un réseau de drainage doit soustraire le radier des bassins vides aux effets des sous-pressions.

L'expérience a montré qu'il est préférable de placer les bassins d'épargne en gradins à une certaine distance du bajoyer de l'écluse, en vue de prévenir les effets néfastes des déformations inévitables des bajoyers durant le remplissage et la vidange.

Le remblai réalisé entre la salle des machines et les bassins d'épargne d'une part et le sas d'autre part constitue un contrebutage utile pour le bajoyer.

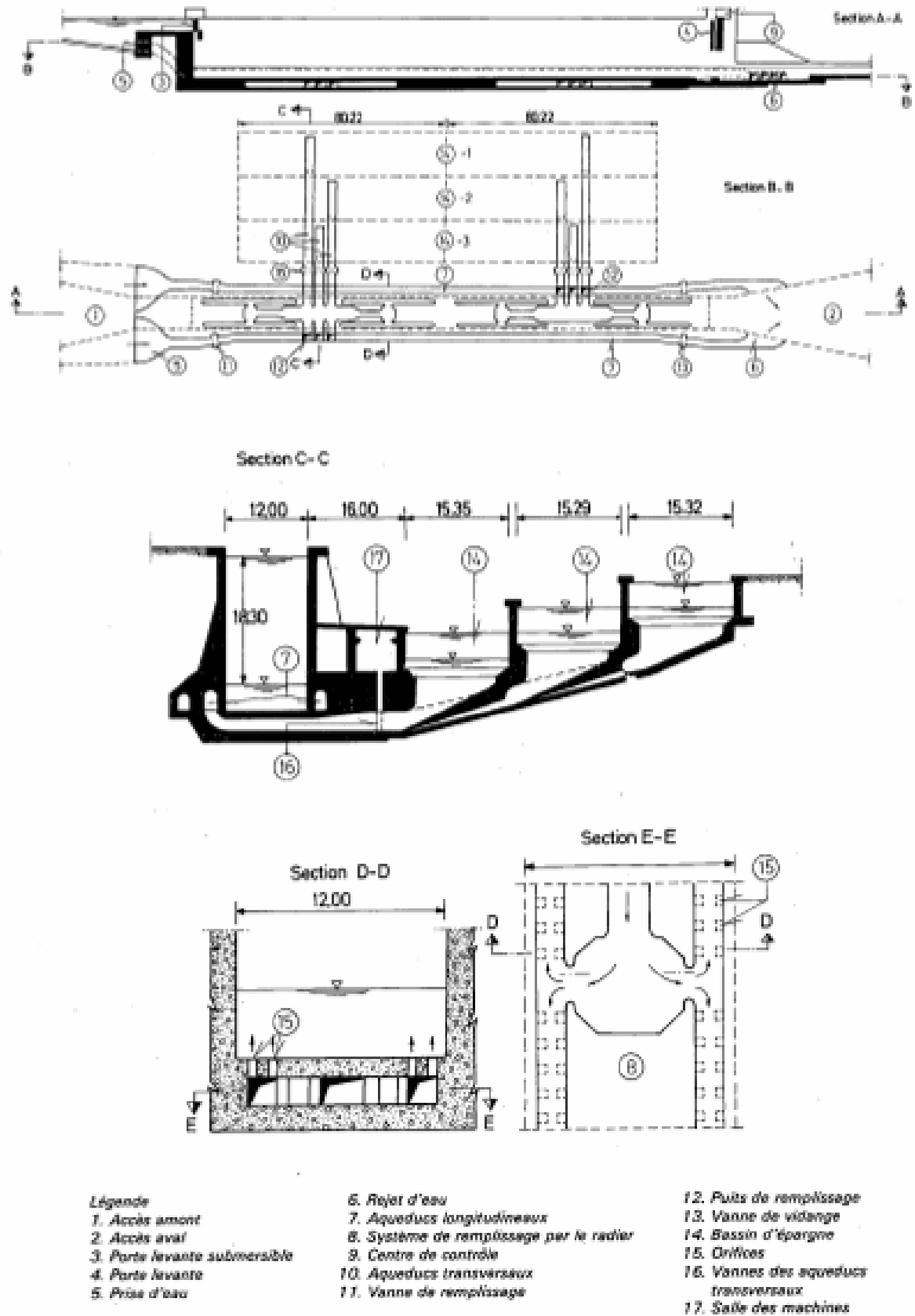


Figure 6.109 Circuit hydraulique

Examinons de plus près un sasement avec bassins d'épargne.

La surface horizontale S' des bassins d'épargne doit être au moins égale à celle S du sas ou plus grande. Dans ce cas, on a : $S'/S = m > 1$.

Lorsque $S' = S$ ($m = 1$), la disposition est schématisée à la figure 6.110 qui indique le principe du fonctionnement à la vidange et au remplissage.

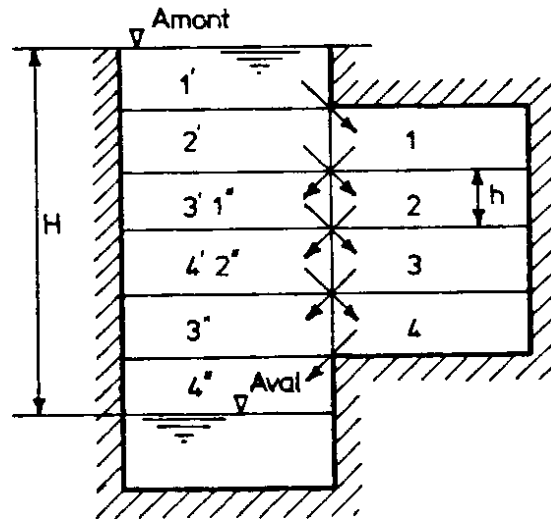


Figure 6.110 Bassins d'épargne ($m = 1$)

S'il y a n bassins d'épargne, la hauteur des tranches est $h = \frac{H}{n+2}$ et l'économie relative d'eau par sassée est $\frac{n}{n+2}$.

L'inconvénient de cette disposition est que l'écoulement de chaque tranche se termine sous une charge nulle, ce qui augmente la durée. Or, du fait du fractionnement de la charge, la durée du sasement est nécessairement augmentée, mais on désire que ce soit le moins possible. Pour cela, on disposera les bassins d'épargne de telle manière que la charge minimum d'écoulement soit en tout cas ϵ . La disposition est alors celle de la figure 6.111.

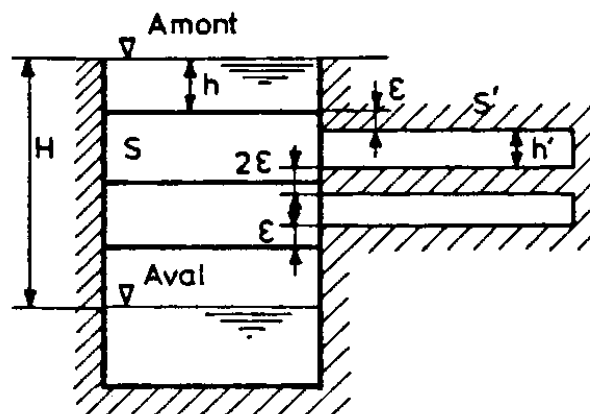


Figure 6.111 Bassins d'épargne ($m > 1$)

On a nécessairement $S' > S$, $h = h' + 2\varepsilon$ et $Sh = S'h'$. Dans ce cas, $h = \frac{H}{n+2}$ et l'économie

est encore $\frac{n}{n+2}$. Examinons ce dernier cas et considérons que les bassins d'épargne sont réunis au sas par des orifices constants ω , le coefficient de débit γ étant constant. On suppose que les données sont les mêmes aux deux têtes.

On peut montrer que

$$T_e = \frac{S\sqrt{h}\left(\sqrt{2-\frac{\varepsilon}{h}} - \sqrt{\frac{\varepsilon}{h}}\right)\sqrt{\gamma}}{\omega\sqrt{2g}\left(1-\frac{\varepsilon}{h}\right)} \quad (6-64)$$

Ce temps est le même pour chaque bassin d'épargne. Il reste une tranche de hauteur $2h$ à écouler, ce qui exige un temps

$$T_s = \frac{2S}{\omega\sqrt{2g}}\sqrt{2h}\sqrt{\gamma} \quad (6-65)$$

si l'on a le même $\frac{\omega}{\sqrt{\gamma}}$ pour cet écoulement complémentaire.

La durée totale du sasement avec bassins d'épargne est donc

$$T_t = nT_e + T_s = \frac{S\sqrt{\gamma}}{\omega\sqrt{2g}} \left[\frac{n\sqrt{h}\left(\sqrt{2-\frac{\varepsilon}{h}} - \sqrt{\frac{\varepsilon}{h}}\right)}{1-\frac{\varepsilon}{h}} + 2\sqrt{2h} \right] \quad (6-66)$$

Pour rappel, la durée d'un sasement simple est : $T_0 = \frac{2S\sqrt{H}\sqrt{\gamma}}{\omega\sqrt{2g}}$

D'où

$$T_{t_{\max}} = T_0\sqrt{\frac{n+2}{2}}, \quad T_{t_{\min}} = T_0 \frac{0,518n+1,414}{\sqrt{n+2}}. \quad (6-67)$$

Par exemple, pour $n = 2$, on obtient $T_{t_{\max}} = 1,414 T_0$ $T_{t_{\min}} = 1,225 T_0$.

Il est à remarquer que $T_{t_{\max}}$ correspond à un écoulement avec charge initiale et finale nulle. Il faut encore augmenter cette durée de celle de la manœuvre de toutes les vannes, soit $n + 1$ pour n bassins d'épargne, plus les temps morts.

Ces questions doivent donc être étudiées très soigneusement pour concilier l'économie d'eau avec une rapidité suffisante d'éclusage, la sécurité du sasement et l'économie.

6.10.4 Moyens spéciaux pour le franchissement de très hautes chutes en économisant l'eau

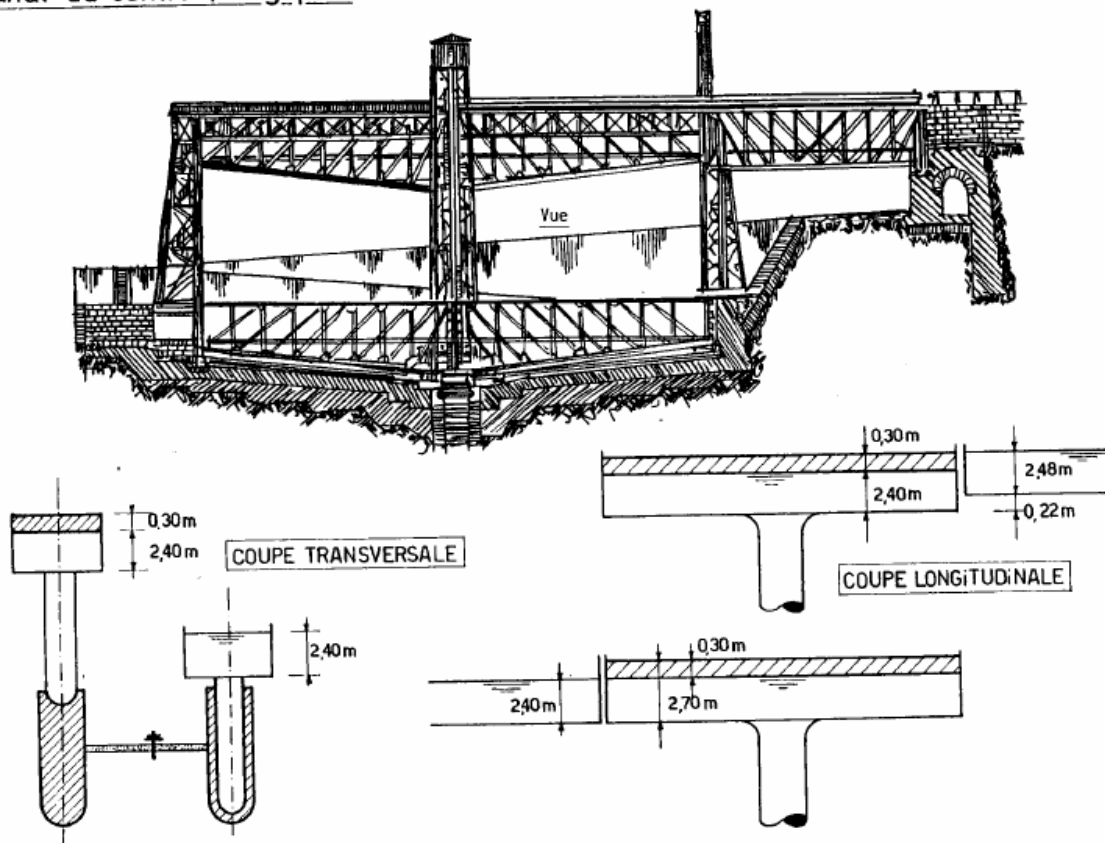
Les écluses de haute chute (voir § 6.9) présentent le désavantage que la durée d'éclusage, la consommation et le prix de l'ouvrage augmentent considérablement lorsque la chute devient élevée. On a cherché, pour les grandes hauteurs de chute, des dispositifs qui soient moins dépendants, sous ce rapport, de la hauteur.

Ascenseurs hydrauliques

Ils ont deux sas mobiles parallèles supportés en leurs centres par des pistons plongeurs pénétrant dans des cylindres de presses de longueurs appropriées enterrées dans le sol.

Canal du centre (Belgique)

Ascenseur hydraulique.



Les deux cylindres communiquent par le haut et sont remplis d'eau glycinée. Les poids des deux sas s'équilibrent par l'intermédiaire de la pression du fluide sur les pistons. La descente est réalisée par une surcharge de 20 à 30 cm dans l'un des sas ; le mouvement est ralenti par l'immersion croissante du piston descendant, qui réduit son poids. L'arrêt se réalise de la sorte

doucement. Mais les niveaux des biefs amont et aval doivent être parfaitement réglés. Les presses doivent être bien étanches pour éviter les mouvements des sas en fin de course. Le sas en communication avec l'aval vient reposer sur des tins dans une fosse de forme appropriée ; le niveau des appuis doit être bien réglé. Les pertes éventuelles des presses sont compensées par de l'eau sous pression provenant de pompage ou d'accumulateurs hydrauliques (figure 6.112).

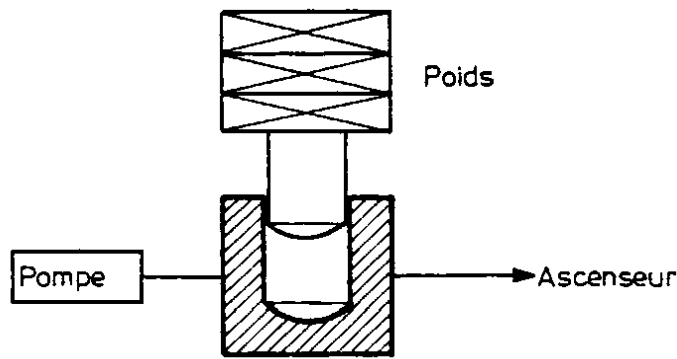


Figure 6.112 Accumulateur hydraulique

A fonde de course, les sas sont verrouillés aux biefs. Pour éviter les effets défavorables au mouvement en tête des presses et des actions latérales ou longitudinales accidentelles, il faut un parfait guidage, qui se réalise par de longues règles verticales d'acier coulissant avec un jeu très faible dans des gorges fixées aux pylônes métalliques de la superstructure. Ces guidages sont simples ou multiples et se placent de préférence au centre ou aux tiers ou aux quarts de manière à assurer surtout la verticalité des pistons. Dans ces conditions, on peut admettre une liaison rigide du piston au sas. Certains ingénieurs préconisent une rotule.

Le sas en tôle est généralement fermé par des portes levantes équilibrées. Il est porté par une charpente composée de deux fortes poutres extérieures en treillis de hauteur variable. Pour réduire la profondeur des fosses, on dispose la membrure inférieure horizontalement, la supérieure en angle obtus. Ces poutres sont réunies par des entretoises portant le sas et au centre par un fort chevêtre en charpente assemblé à la tête du piston.

L'étanchéité du joint entre le sas et les biefs que l'on fait aussi étroit que possible (quelques centimètres) est assurée par une garniture de caoutchouc ou de préférence pneumatique : boudin de cuir ou de caoutchouc gonflé à air comprimé ou à l'eau sous pression. Aux ascenseurs du canal historique du Centre, on a prévu un dispositif d'obturation du joint par coins garnis de caoutchouc.

Ces coins forment un cadre en U solidaire du sas et qui est fortement appliqué par la pression hydraulique contre la face terminale du bief. Il forme ainsi une enveloppe étanche autour du joint entre le sas et le bief qui est rempli d'eau prélevée sur le bief. Cette eau permet de décoller les deux portes qui sont jumelées avant la manœuvre et levées ou fermées simultanément. Après fermeture des portes, l'eau contenue entre sas et bief tombe dans la fosse de l'ascenseur par un conduit ad hoc.

Aux ascenseurs du Centre (4 pour racheter 66 m de chute), le mouvement est produit par un lest d'eau de 750 kN équivalent à 30 cm d'eau (surface du sas : 250 m²). La conduite reliant les deux presses contient des soupapes commandées. Avant la fin de la course, on interrompt

la communication. L'achèvement de la course d'élévation se fait par admission d'eau venant d'un accumulateur à 410 N/cm² (la pression de service est de 350 à 370 N/cm²). Un préposé placé dans la cabine de manœuvre surveille constamment la position du sas et agit sur les soupapes pour admettre l'eau sous pression selon les besoins. La masse totale de l'ascenseur est de 1400 tonnes pour des bateaux de 350 tonnes.

Toute la construction doit être inébranlable : notamment les puits de presse et les pylônes de guidage. Les fondations des presses à grande profondeur sont délicates. La disposition enterrée des presses est un point faible de ces ascenseurs. Les presses elles-mêmes sont soumises à des pressions très fortes (350 N/cm² au canal historique du Centre). Pour des raisons de sécurité, les cylindres et pistons doivent être essayés à une pression très supérieure (2700 N/cm² dans le cas précité). Les pistons des ascenseurs sont composés de viroles de fonte frettées extérieurement par des anneaux d'acier ou en acier coulé.

L'étanchéité des cylindres est réalisée par une chemise de cuivre ou de plomb. On emploie un presse-étoupe ordinaire pas trop long pour éviter les effets de flexion latérale.

Les puits des presses doivent permettre la visite extérieure des cylindres. Ils doivent donc être étanches et pouvoir être tenus à sec.

Ces ascenseurs ont donné en France, en Belgique et au Canada des résultats satisfaisants. Ils réduisent au minimum les inconvénients des ouvrages à sas mobiles. Ils sont robustes et assez sûrs lorsqu'ils sont mis au point. Leurs inconvénients capitaux sont l'interdépendance des sas et le danger d'avarie des presses.

Quels sont les avantages et inconvénients des ascenseurs hydrauliques ?

Les ascenseurs consomment peu ou pratiquement pas d'eau. Les vitesses moyennes de translation pour les divers ouvrages en service sont plus ou moins élevées. Dans le cas du canal du Centre historique, la vitesse réalisée est de 2,50 m/min.

Durant le mouvement, le plan d'eau du ou des bacs est absolument calme. De plus, aucune perturbation n'est apportée dans les biefs, puisqu'il n'y a ni prise ni remise d'eau.

Par contre, l'équipement électromécanique des ascenseurs est important et onéreux, tant en frais de premier établissement qu'en frais d'entretien et d'exploitation.

Cependant, si l'ascenseur remplace plusieurs écluses, l'inconvénient précédent n'est plus à retenir.

Les bacs constituent des éléments vulnérables, notamment en cas de gel, des précautions particulières d'isolation des parois doivent être prises. De même, il faut retarder le plus longtemps possible le gel au droit des étanchéités d'about, des dispositifs de chauffage sont souvent prévus à cet effet.

Les ouvrages d'approche d'un ascenseur (haut remblais ou pont-canal) seront réduits au minimum si le profil en long du terrain présente une chute assez brusque au droit de laquelle il y aura intérêt à implanter l'ascenseur.

Ascenseurs funiculaires

Il s'agit par exemple de l'ascenseur de Strepv-Thieu. Pour ce dernier, l'ouvrage est constitué de deux ascenseurs funiculaires indépendants, comprenant chacun un bac mobile se déplaçant verticalement entre le bief amont et le bief aval. La masse de chaque bac rempli d'eau est

équilibrée par seize contrepoids : huit contrepoids de suspension et huit contrepoids de commande. Ceux-ci sont reliés au bac par l'intermédiaire de câbles d'acier.

Les contrepoids sont situés de part et d'autre de chaque bac.

La vitesse de manœuvre est de 0,2 m/s.

Un ensemble bac-contrepoids est mis en mouvement au moyen de huit treuils comprenant chacun un réducteur de vitesse à engrenages entraînant deux tambours sur lesquels s'enroulent les câbles de commande.

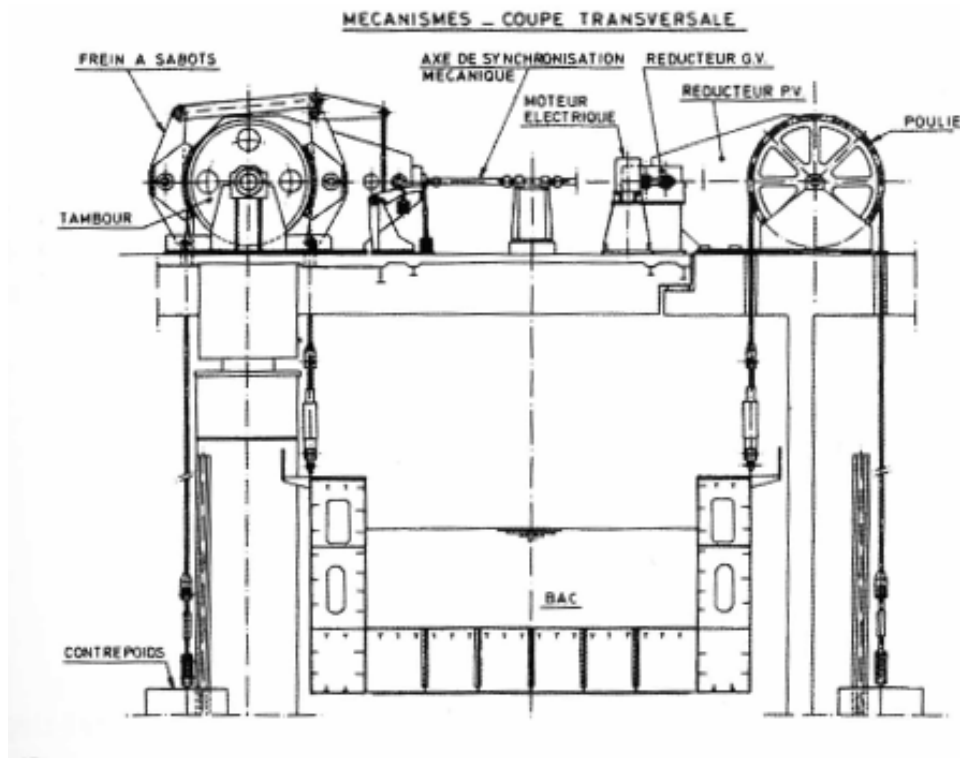


Figure 6.113 Bac-contrepoids

Une boucle de synchronisation relie les réducteurs « petite vitesse » à quatre réducteurs de vitesse à engrenages « grande vitesse », entraînés chacun par un moteur électrique.

Des dispositifs de calage amont et aval permettent de maintenir le bac en position horizontale fixe aux extrémités de sa course. De plus, le calage aval verrouille le bac en cas de stationnement sécuritaire et de longue durée.

Les bacs et les biefs sont munis de portes levantes permettant la mise en communication d'un bac avec le bief en face duquel il se trouve. Les portes de fermeture sont protégées par une poutre visant à dissiper le choc des bateaux. Ce dispositif peut arrêter une barge de 2000 t chargée, lancée à du 5 km/h.

D'autres dispositifs, tels que les guidages des bacs et des contrepoids, les dispositifs d'étanchéité entre un bac et les biefs, les mécanismes de levage des portes bac-bief, ainsi que divers équipements auxiliaires, complètent l'ouvrage.

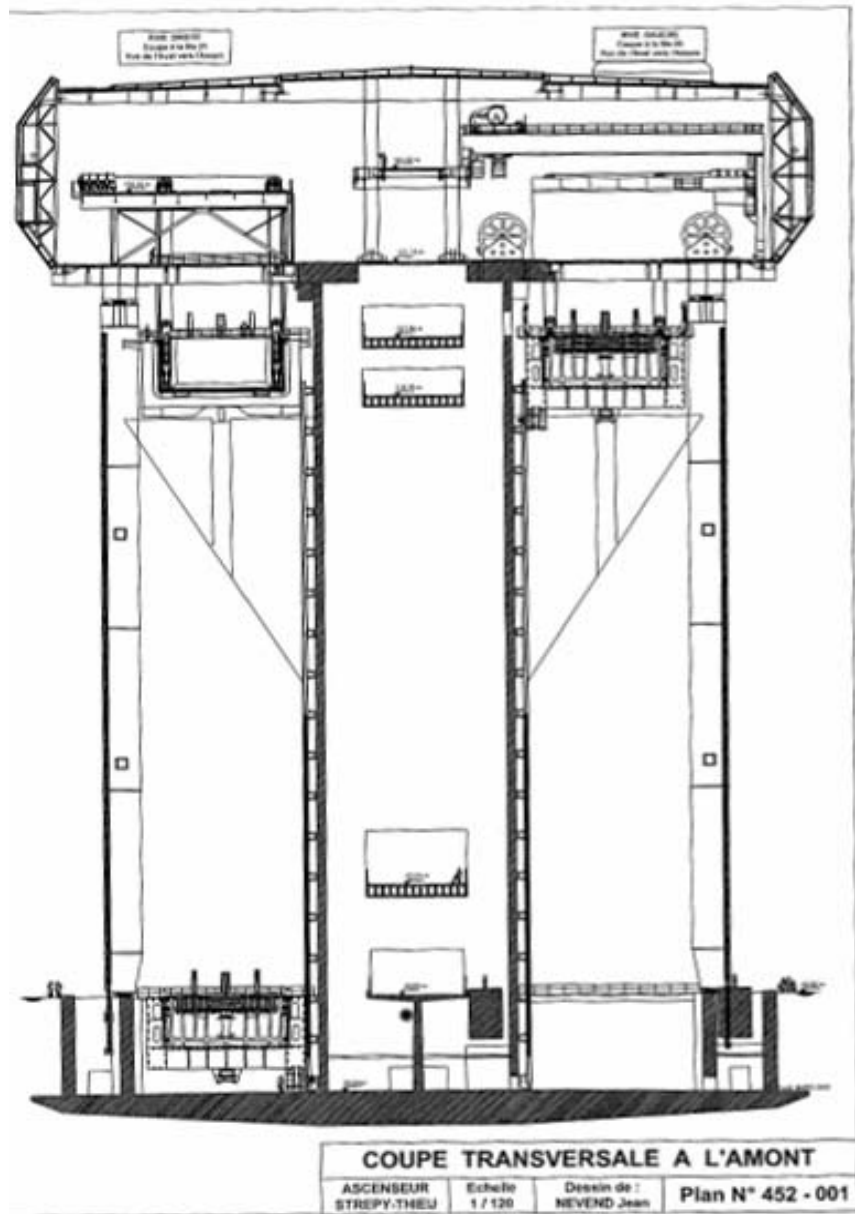


Figure 6.114

Avec ses deux bacs de 112 m de longueur utile, de 12 m de largeur utile, de 3,75 m de profondeur d'eau en moyenne et une dénivellation de 73,15 m, l'ascenseur de Strépy-Thieu est à l'heure actuelle le plus grand ascenseur funiculaire du monde.

Bien que le fonctionnement des deux bacs soit complètement indépendant, la structure de l'ouvrage est unique, ceci dans le but de conférer à l'ensemble une rigidité suffisante et une faible sensibilité aux déformations.

La salle des machines, qui abrite l'essentiel des équipements électromécaniques, est située à la partie supérieure de l'ouvrage.

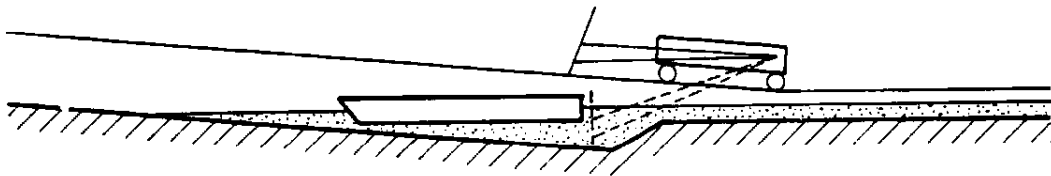
Deux ponts canaux, de même section utile que les bacs, relient l'ascenseur au canal amont en remblai.

L'ouvrage supportant les ascenseurs et les ponts-canaux est du type mixte acier-béton. Il a été calculé et conçu pour résister aux secousses sismiques les plus fortes pouvant se produire dans la région/

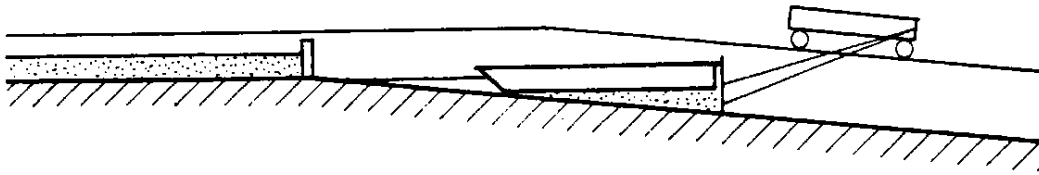
Le canal du Centre comporte aujourd'hui sur son tracé à grand gabarit deux écluses et l'ascenseur qui rachètent la dénivellation autrefois franchie par dix ouvrages !

Pentes d'eau

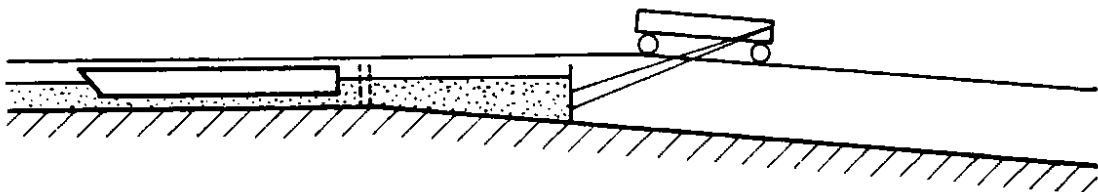
La pente d'eau consiste en une rigole à section rectangulaire présentant une faible pente ($< 5\%$) et d'un bouclier supportant une porte coulissante qui ferme la section de la tranchée. En avant du bouclier, l'eau remplit un volume prismatique ayant la forme d'un coin dans lequel le bateau peut flotter.



Le bateau entre dans la pente d'eau



Le bateau est élevé



Le bateau entre dans le bief amont

En aval de la pente, la rigole est une simple continuation du canal tandis qu'en amont, elle est séparée du bief par une porte similaire à une porte d'écluse.

Le bouclier (figure 6.115) se déplace sur deux chemins de guidage situés de chaque côté de la tranchée. Il est composé de deux locomotives reliées à deux poutres transversales.

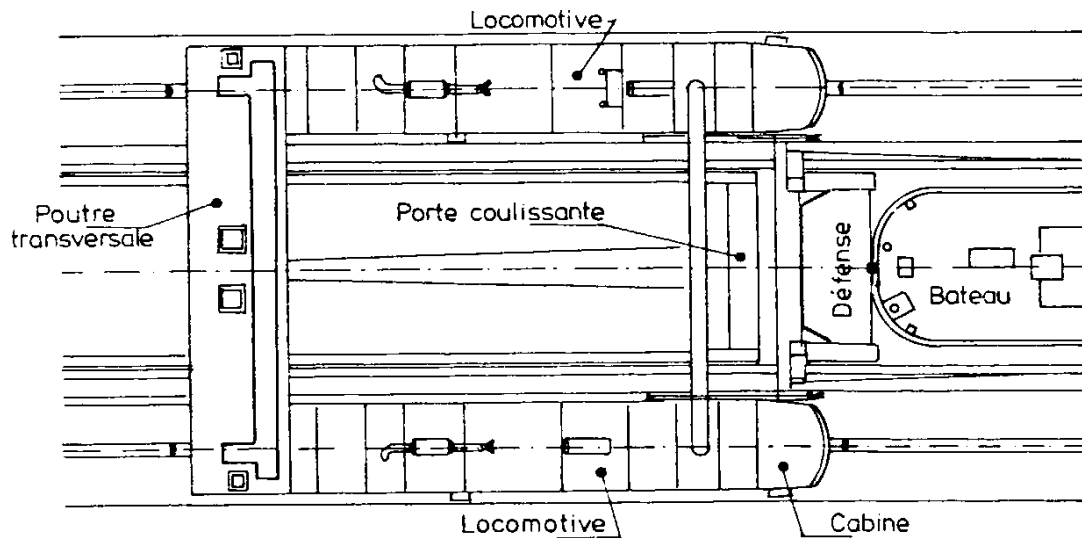
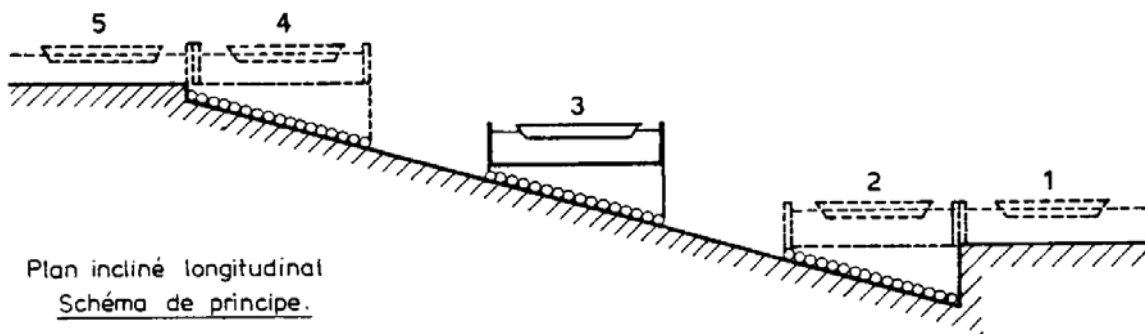


Figure 6.115 Vue en plan du bouclier

Plans inclinés

Les bacs contenant les bateaux subissent un mouvement de translation oblique ; les bateaux sont transportés dans un bac plein d'eau tout comme dans le cas des ascenseurs. Si pendant son déplacement, le bac subit une translation parallèle à son axe longitudinal, on a à faire à un plan incliné du type longitudinal.



Si, au contraire, le bac se déplace parallèlement à son axe transversal, le plan incliné est du type transversal.

Les plans inclinés s'adaptent d'ordinaire à la pente du terrain naturel ; ceux du type longitudinal sont peu encombrants en largeur, mais nécessitent des précautions en vue d'éviter ou de limiter les oscillations et les déplacements des bateaux dans le bac. Ceux du type transversal ne posent pas de problème particulier à ce sujet, mais sont plus encombrants en largeur et nécessitent une configuration particulière du tracé (axes des biefs amont et aval présentant un décalage égal à la longueur du plan incliné).

Les plans inclinés présentent des sujétions analogues à celles des ascenseurs en ce qui concerne l'équipement électromécanique et les bacs. Une grande difficulté provient du poids énorme à transporter, presque quadruple de celui du bateau, qui exige une infrastructure inébranlable et unie.

Une autre est créée par les oscillations de l'eau qui peuvent donner naissance à des efforts très grands sur les amarres des bateaux.

Les vitesses et surtout les accélérations doivent être faibles et faire l'objet d'études spéciales notamment sur modèles.

Nous allons donner une brève description du plan incliné de Ronquières. Le plan incliné comprend deux bacs, en marche normale, l'un descend pendant que l'autre monte ; cependant leurs manœuvres sont entièrement indépendantes. En plan, les dimensions des bacs sont de 91 m de longueur entre portes et de 12 m de largeur. Les portes sont protégées du choc frontal des bateaux par des poutres ; en fait, la longueur utile est de 87 m. Les dimensions utiles sont équivalentes à celles d'une écluse pour bateaux de 1350 tonnes. La hauteur d'eau dans les bacs est variable selon l'état des eaux du canal, entre 3 et 3,70 m. Compte tenu des conditions topographiques et géologiques du site de Ronquières, de l'équilibre à réaliser entre déblais à l'aval et remblais à l'amont, de la nécessité de limiter le temps de parcours des bacs à 22 minutes, une pente de 5 % s'est avérée la plus intéressante.

Etant donné que peu de tassements différentiels sont à craindre le long du plan incliné, on a choisi une ossature de bac reposant élastiquement de façon qu'il continue sur un grand nombre d'appuis. En principe, les bacs reposent par l'intermédiaire de ressorts sur deux rangées de 59 essieux à 2 galets, soit sur 236 galets. En vue de réduire les frottements, les galets de roulement ne sont pas pourvus de bourrelets. Chaque bac est guidé à ses deux extrémités, par des groupes de six galets latéraux montés sur ressort.

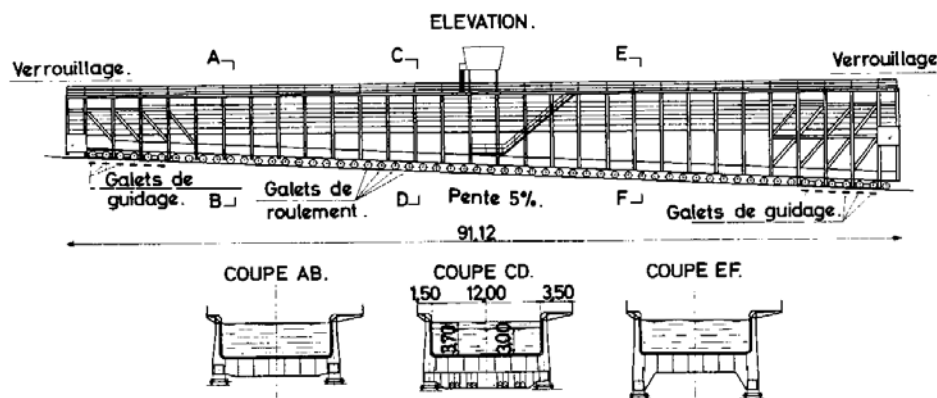


Figure 6.116 Bac type - Ronquières

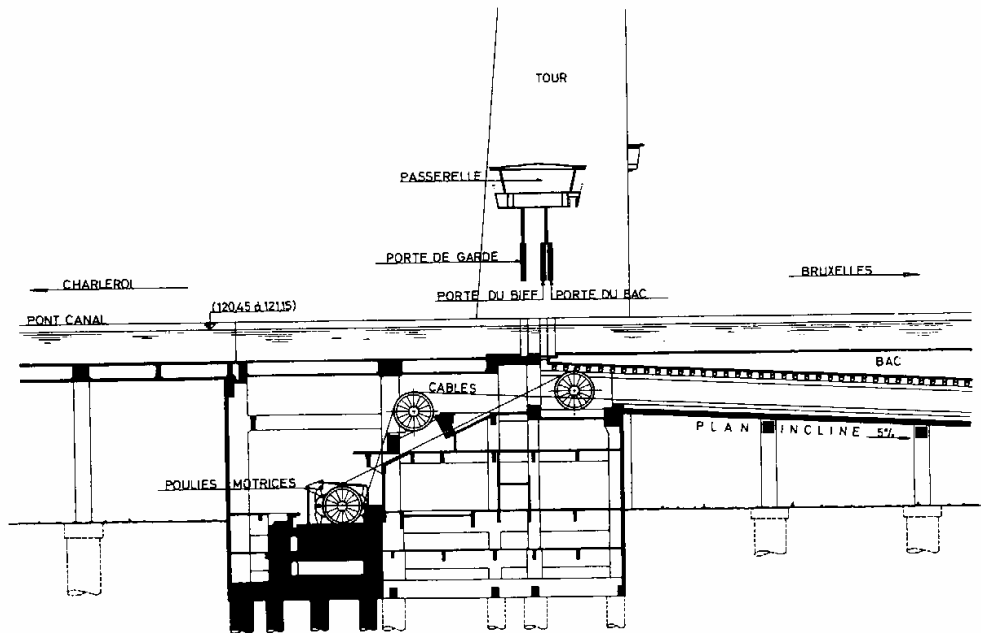


Figure 6.117 Tête amont Ronquières

Chaque galet de guidage peut reprendre un effort de 300 kN. Selon la hauteur d'eau contenue, la masse d'un bac, de ses galets de roulement, de l'eau et des bateaux est comprise entre 50 000 et 57 000 kN.

La structure de l'ossature est simple, elle consiste en un bordage intérieur raidi par des poutres en T extérieures. En vue de retarder au maximum le gel de l'eau contenue dans les bacs, les parois extérieures sont revêtues d'un isolant thermique, comprenant des plaques de polystyrène expansé revêtues d'aluminium. De plus, les fourrures d'étanchéité des portes et les enclaves correspondantes des têtes amont et aval sont chauffées en temps de gel.

Après études comparatives, il a été décidé d'équilibrer les bacs par des contre-poids en béton lourd. Bacs et contre-poids sont reliés par huit câbles de traction. En fin de course, le bac est verrouillé aux maçonneries de la tête correspondante, notamment pour résister à l'effort de déséquilibre (de 600 à 800 kN) qui le sollicite au moment où bac et bief sont mis en communication ; cet effort tend à écarter le bac de la tête amont.

Les extrémités de chaque bac sont fermées par des portes levantes, dont la manœuvre n'est possible qu'à partir de mécanismes placés dans les portiques des têtes amont et aval du plan incliné ; ces mécanismes commandent à la fois le mouvement des portes du bac et des portes d'extrémité des biefs. Toutes les portes sont protégées des chocs des bateaux qui manoeuvraient intempestivement par des poutres spécialement conçues : ces poutres sont soulevées par des consoles solidaires des portes.

Les portes sont équilibrées partiellement. Les études ont mis en évidence :

- qu'en conférant instantanément au bac une accélération constante par la suite de 1 cm/s^2 , on peut escompter pour un bateau de 1350 t des forces d'amarrage de l'ordre de

25 000 à 30 000 N qui dépassent les valeurs ordinairement admises égales au 1/1000 du tonnage du bateau, mais qui seraient cependant encore acceptables

- que les forces pourraient être ramenées à 3000 ou 4000 N en choisissant une loi de mouvement telle que l'accélération soit amenée progressivement à 1 cm/s^2 en 32 s.

Finalement, les mécanismes de manœuvre ont été conçus de manière à réaliser la loi de mouvement suivante :

- période d'accélération variant linéairement de 0 à 1 cm/s^2
- période d'accélération constante 1 cm/s^2
- période de décélération jusqu'au moment où on atteint la vitesse uniforme de régime de 1,20 m/s
- période de mouvement uniforme
- en fin de parcours, période de décélération analogue à la période d'accélération jusqu'à l'arrêt.

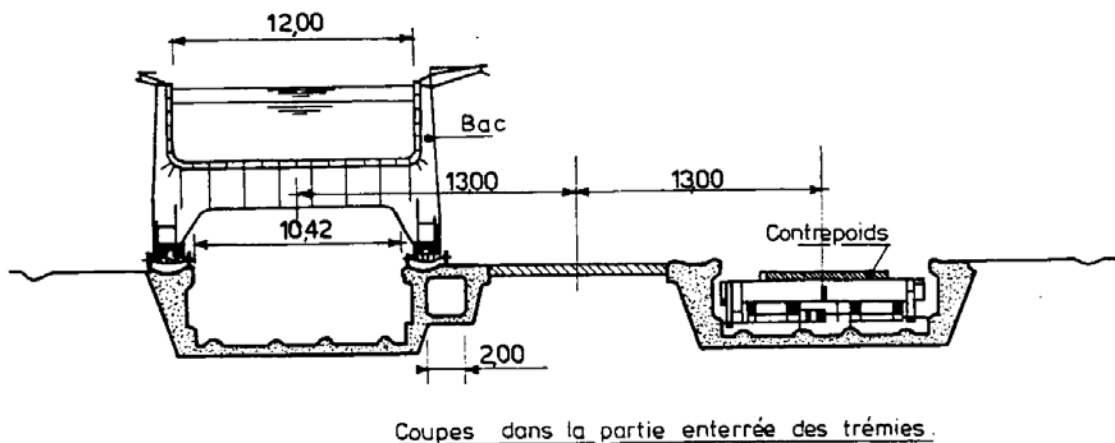
Le parcours du bac dure 22 minutes ; en cas de navigation équilibrée, ce temps donne une manœuvre complète de l'ordre de 50 minutes et, en cas de navigation à sens unique, un cycle de 40 minutes.

Ces cycles sont inférieurs ou au plus égaux d'une quelconque écluse du canal.

Bacs et contrepoids se déplacent entre les têtes amont et aval du plan incliné.

Le plan incliné proprement dit comprend deux trémies en béton armé de 1432 m de long supportant les rails de roulement et de guidage des bacs et des contrepoids.

Les deux tiers de la longueur totale de chaque trémie vers l'aval sont creusés dans le rocher et bétonnés directement à même celui-ci. Les accès au plan incliné comportent une zone de hauts remblais et un pont-canal d'accès.



6.11 Préfabrication

Les méthodes de construction pour les écluses varient fortement à travers le monde. Traditionnellement les écluses étaient construites à sec, grâce à l'emploi de batardeaux ou de structures similaires. Toutefois, les technologies modernes permettent l'emploi de méthodes innovantes pour construire les écluses, dans le but de minimiser les impacts négatifs. Cela se fait dans le but d'économiser de l'argent et du temps de chantier.

Les impacts négatifs (à minimiser) typiques liés à la construction d'une écluse sont les suivants :

- impact sur le trafic : il convient de minimiser les arrêts du trafic pour limiter les pertes commerciales ;
- certains projets nécessitent l'emploi de larges bandes de terrain et une modification de la voie d'eau existante.
- Le pompage de l'eau emprisonnée dans les batardeaux a un effet indésirable sur l'environnement et la communauté des alentours
- La mise en place des batardeaux et la réalisation des excavations engendrent un trafic routier conséquent sur les routes locales
- Le matériel dragué de la voie d'eau existante peut être pollué, avec tous les ennuis que cela peut générer (stockage, décontamination, etc.)

L'expérience montre que les impacts potentiels sur le trafic fluvial et sur l'environnement peuvent devenir important au moment de l'établissement de l'« équation économique ». L'utilisation de techniques de construction alternative doit être envisagée au tout premier stade de l'avant-projet.

Eléments de béton préfabriqués

C'est un fait établi que la qualité du béton produit dans un environnement contrôlé est supérieure à celle d'un béton produit sur site.

Actuellement, les coûts lors de la construction d'une écluse sont approximativement identiques selon qu'on emploie des panneaux préfabriqués ou qu'on coule le béton sur place. Toutefois, l'efficacité des panneaux préfabriqués est évidente et les professionnels s'accordent à dire que cette technique permettra de faire des économies pour les projets futurs.

L'apparence des surfaces d'écluses réparées par le biais de panneaux préfabriqués est excellente. La surface sans craquement, uniforme est une amélioration significative en comparaison du travail réalisé sur place.

Les avantages offerts par les éléments préfabriqués en béton sont les suivants :

- cracking minimisé
- durabilité
- rapidité de construction
- abrasion améliorée
- résistance aux impacts
- réduction des coûts futurs de maintenance
- apparence plus jolie
- impact minimisé du mauvais temps

Les désavantages sont les suivants :

- moins de flexibilité durant la construction
- un degré élevé de précision est requis pour que les divers éléments s'agencent bien
- une attention particulière est nécessaire pour obtenir une résistance suffisante aux endroits de connexion (par exemple bollards)

On pourrait également envisager, en lieu et place d'éléments en béton préfabriqués, d'employer des panneaux d'aluminium.

Technologie In-the-wet

Cette technologie est fortement employée aux Etats-Unis. Vu l'important trafic sur la voie d'eau en certains endroits, il convient de minimiser tant que possible l'impact des travaux sur les usagers. Ces techniques impliquent en partie une construction sur l'eau.

Ces techniques donnent une plus grande flexibilité au processus de construction pour s'adapter aux besoins du site et des riverains :

- travaux en dehors de la saison habituelle,
- travaux réalisés depuis la berge ou depuis une barge,

Les impacts sur la navigation sont réduits car :

- on maintient la rivière accessible durant la construction,
- on emploie des systèmes de protection flottants,
- on emploie des bateaux d'assistance durant la construction.

L'emploi de cette technologie permet de réaliser une grosse partie du travail préliminaire en dehors du site, puis de l'amener sur place, ce qui réduit le temps total de construction ainsi que les nuisances pour les usagers. Cette technologie utilisant des éléments flottants a été mise en œuvre à Braddock (voir chapitre 2). Bien que le retour d'expérience soit faible dans le domaine des écluses, il est probable que ce genre de technique sera pris en compte plus régulièrement dans les phases d'avant-projets sommaires.

6.12 Standardisation

La philosophie de la standardisation pour les écluses est similaire à celle évoquée pour les barrages mobiles. L'étudiant se référera utilement au chapitre 2. Toutefois, nous indiquons dans le tableau suivant les éléments pouvant être standardisés lorsqu'on considère un projet d'écluses et à quel stade du projet la décision de standardiser doit être prise.

Que peut-on standardiser ?	A quel stade décide-t-on de cette standardisation ?
Les appareils de sécurité des écluses, les outils de protection contre l'impact des bateaux, la durée d'éclusage,...	Planning des travaux, design préliminaire
Dimensions de l'écluse	Avant projet sommaire
Configuration générale de l'écluse : type d'écluse, type de système hydraulique, bassins d'épargne, type de vannes, etc.	Avant projet sommaire

Configuration des éléments de contrôles commande : appareils électromécaniques, automatismes, contrôle à distance, ...	Projet
Eléments de GC : bajoyers, aqueducs, radier...	Projet
Eléments du système de contrôle : vérins, moteurs électriques, électronique, capteurs, logiciel pour le contrôle, ...	Projet
Organisation de la maintenance (qui sera d'autant plus facilement standardisable que les éléments sont standardisés)	En opération

6.13 Maintenance

La maintenance des portes et des équipements peut conduire à de larges dépenses, mais il s'agit de variables contrôlables qui sont sujettes à l'innovation afin d'en réduire le coût, d'en augmenter l'efficacité et la productivité. Le WG 29 de l'AIPCN travaille sur la « maintenance asset management »

Lors des phases de design et de planning, l'analyse du cycle de vie doit prendre en compte le coût de maintenance en plus du coût d'investissement et du coût d'exploitation.

De plus en plus, on tente de réaliser une maintenance préventive plutôt que curative. On parle même parfois de maintenance proactive. Dans ce dernier cas, il s'agit d'éliminer à la source les risques, plutôt que de simplement fixer les symptômes.

D'un point de vue environnemental, il est impératif de réaliser un programme de contrôle strict pour tout ce qui concerne les lubrifiants, les huiles, les fluides de transmission, les réfrigérants, etc.

Un équipement moderne comprend des capteurs judicieusement positionnés pour mesurer les températures, pressions, vibrations, viscosité, ... afin de faciliter le monitoring du système.

Un design pour une maintenance efficace signifie de simplifier la maintenance pour réduire les coûts de maintenance et les temps d'arrêt du trafic. Globalement cela peut s'obtenir par les trois moyens suivants :

- Un design de l'écluse faisant en sorte de faciliter les accès aux équipements ;
- Emploi de main d'œuvre locale pour la petite maintenance et les travaux de réparation mineurs.
- Lubrification automatique.

La disponibilité des équipements hydromécaniques, portes et vannes d'écluses fluviales ou maritimes, des vannes de barrages est totalement dépendante de leur fiabilité et de leur facilité à les maintenir.

La fiabilité d'un matériel caractérise sa capacité à fonctionner correctement sans panne sur de longues périodes d'exploitation en respectant les performances attendues au moindre coût de maintenance.

Ainsi le manque de fiabilité résulte fréquemment d'erreur fonctionnelle, de sous dimensionnement, de mauvais choix technologique et aussi, dans une certaine mesure par une qualité insuffisante de la réalisation.

Les difficultés d'intervention pour maintenir ces ouvrages proviennent le plus souvent d'absence ou d'insuffisance de dispositions spécifiques qui permettraient de faciliter les travaux, telles que:

- Insuffisance d'accès.
- Pertes des références initiales de réglage
- Impossibilité de remplacer une pièce d'usure sans avoir à effectuer des opérations lourdes et de longue durée donc coûteuses.
- Démontage difficile.
- Réfection du traitement contre la corrosion difficile à réaliser
- Absence de points d'élingage.
- Etc.

La complexité du domaine de l'hydromécanique réside dans la multiplicité des connaissances techniques et retours d'expériences auxquels les concepteurs doivent faire appel et maîtriser, citons notamment :

- La maîtrise du milieu aquatique (glace, abrasion, corrosion)
- La maîtrise de la conception des structures fortement sollicitées : poussées hydrostatiques généralement élevées, variables et cycliques, (fatigue)
- La maîtrise de la mobilité des ouvrages, notamment résistance à l'usure des appuis et maîtrise de la tribocorrosion (galets / rails).
Le haut niveau de sécurité exigé pour les usagers, l'exploitant et les riverains.
- Les exigences élevées de la fiabilité des étanchéités.
- La maîtrise de la conception au plan hydrodynamique (écoulement sous charge pour les vannes d'écluse et de barrage).
- La disponibilité très élevée requise des équipements, rendant souvent problématique la programmation de leur maintenance.
- Etc.

Interactions fonctionnelles des composants entre eux

Pour les thèmes de matériel ici évoqués, les portes et les vannes des écluses, ces interactions fonctionnelles sont particulièrement fortes, notamment du fait qu'elles assurent tout au long de leur vie de très nombreux cycles de fonctionnement sous charge et sur leur course totale.

C'est le traitement trop souvent sommaire de l'analyse des interactions fonctionnelles qui est à l'origine des conceptions défectueuses ou pour le moins des conceptions peu performantes.

Nous citons ci-après quelques interactions fonctionnelles type pour les portes busquées :

- La conception du système d'étanchéité est dépendante de l'angle de buscage sélectionné.

- Le dimensionnement de la structure des vantaux est fonction du mode d'appui et aussi du nombre d'appuis de buscage, la méconnaissance de cette interaction est à l'origine de nombreuses fissurations de vantaux.

- La fixation des paliers supérieurs ou « pièce de coeur » des vantaux est dépendantes du mode d'appui et du type de tourillon sur coulisseau ou fixe en translation par rapport à la pièce de coeur.

- Etc.

Influence des pathologies d'origine conceptuelle

D'une manière générale les arrêts de navigation générés par les pannes sont le résultat d'un manque de fiabilité du matériel dû pour l'essentiel aux insuffisances conceptuelles évoquées précédemment.

La contribution effective de ces pannes au phénomène de vétusté « naturelle » du matériel est difficile à identifier et à quantifier pour les raisons qui suivent :

Les défauts de conception, à l'origine de pannes récurrentes, sont effectivement et logiquement de nature à accélérer le vieillissement par différents mécanismes plus ou moins complexes mêlant les comportements humains aux moyens toujours limités en personnel et en budget.

En effet les pannes récurrentes engendrent un surcroît de travail qui s'effectue au détriment d'autres tâches d'entretien, et souvent aussi au détriment de la sécurité, l'habitude aidant les solutions palliatives, souvent astucieuses rentrent dans la normalité, et il est oublié que les coûts associés sont élevés et que l'ouvrage se détériore d'une manière trop rapide, parfois irréversiblement si sa remise en état devient trop coûteuse.

Ces situations sont typiquement et fréquemment à l'origine d'opérations curatives déclenchées dans l'urgence comportant le risque d'effectuer des réparations hâtives, éventuellement à l'identique, sans que les véritables problèmes aient été résolus.

Les défauts de conception d'ordre fonctionnel peuvent, ainsi que nous l'avons précédemment évoqués, se cumuler aux insuffisances de dispositions destinées à faciliter la maintenance la rendant ainsi difficiles, coûteuses et longues en durée ce qui a pour effet de différer les travaux curatifs jusqu'à atteindre des limites extrêmes et risquées d'exploitation du matériel.

On constate ainsi que la vétusté résultant de mauvais fonctionnements ayant leur origine dans une conception défectueuse est souvent confondue avec ce qu'on peut appeler le vieillissement naturel du matériel.

Il résulte que ces pathologies sont trop souvent incorrectement identifiées, voire non identifiées, étant mal ou non prises en compte au niveau des opérations de maintenance curatives, ce qui conduit à reconduire à l'identique des conceptions défectueuses.

Ces situations sont une source importantes de coûts prohibitifs de maintenance pouvant aller jusqu'à remplacer à neuf des ouvrages qu'il aurait été possible d'améliorer à bon compte s'ils avaient été restaurés à temps en respectant un processus correct d'étude lequel consiste à appuyer le programme de restauration sur un diagnostic détaillé d'ouvrage qui permet d'identifier les pathologies et leurs causes, et également de proposer des solutions.

Recensons ci-dessous quelques pathologies (de type hydromécaniques) :

- Contraintes trop élevées de contact dans les zones d'appui,
- Pertes des références géométriques d'origine par usure rendant les opérations de restauration coûteuses et aléatoires quant à la précision géométrique fonctionnelle requise.
- Etanchéités incorrectement conçues entraînant leur détérioration rapide par divers modes : écrasement, arrachement, etc.
- Maintenance impossible par manque d'accessibilité ou très exigeante en moyens à mettre en oeuvre.
- Absence de pièces d'usure facilement remplaçables.
- Boulons se desserrant facilement les amenant à rupture ou à s'échapper de leur logement.
- Choix de matériaux incorrects,
- Concentration de contraintes importante due à des conceptions structurellement défectueuses des ossatures et des pièces mécaniques et aussi aux jonctions incorrectement soudées entraînant des ruptures par fatigue.
- Loi de déplacement des appareils de manoeuvre insuffisamment progressive entraînant des phénomènes de chocs au démarrage et à l'arrêt.
- Etc.

Le programme de travail du concepteur en restauration d'ouvrages hydromécaniques

Phase 1 : Le diagnostic

Pour correctement définir la conception de la restauration il est obligatoire, d'effectuer préalablement aux travaux, un diagnostic détaillé de l'ouvrage et il est vivement recommandé que le concepteur y soit impliqué, au minimum il devra effectuer par lui-même l'analyse conceptuelle de l'existant, dans un premier temps, sans consulter le rapport de diagnostic s'il a été établi par un tiers et, et dans un deuxième temps poursuivre ses investigations à la lumière des constats du diagnostic.

L'analyse conceptuelle critique de l'existant est une étape essentielle de l'opération de diagnostic, il est important de rappeler qu'un Expert est normalement capable de détecter à ce stade la plupart des risques de pathologie.

Le diagnostic permet notamment :

- De définir l'état objectif de l'ouvrage: vétusté, dégradation, identification des dégradations mécaniques et structurelles.
 - o Etat de corrosion, pertes d'épaisseur,
 - o Fissurations, ruptures,
 - o Usures,
 - o Déformations permanentes.
- De préciser, à partir des interviews et des analyses de l'historique les incidents et dysfonctionnements récurrents, les opérations de maintenance effectuées par le passé :
 - o le niveau de service actuel,
 - o le niveau de fiabilité actuel,
 - o le niveau de sécurité de l'ouvrage actuel,

- D'identifier à partir d'une analyse critique de la conception et d'une analyse fonctionnelle, les points faibles qui devront faire l'objet d'investigations complémentaires
L'analyse critique de la conception est une étape essentielle qui fait partie de l'étude de diagnostic.

La confrontation de l'état de l'ouvrage et des pathologies identifiées avec les résultats des analyses et des interviews permet d'établir une liste précise d'actions de restauration tout en définissant leur priorité. L'expérience montre que même lorsque l'ouvrage est réputé bien connu, le diagnostic permet presque toujours de révéler des aspects critiques méconnus et importants.

Une première estimation des coûts des travaux peut la plupart du temps être établie au stade du diagnostic.

Phase 2: Recherche de solutions de restauration : étude phase 1.

A partir des résultats de diagnostic et des analyses des pathologies le concepteur établit dans la mesure de ce qui est nécessaire plusieurs concepts de restauration pré-budgétés, en général sous forme d'avant projets faisant apparaître clairement la conception et les choix technologiques des zones critiques.

Chaque option peut, par exemple, répondre à différents niveaux de service et/ou à différents niveaux de performance et de fiabilité.

Phase 3: L'analyse multicritères technico-économique

Pour les opérations de maintenance curatives importantes, le programme de restauration doit s'appuyer sur une analyse multicritères des solutions qui permettra de sélectionner d'une manière objective le programme optimal en fonction des objectifs de niveau de service recherché. Cette analyse est établie à partir des études de phase 1.

Dans certains cas, ce type d'analyse peut conduire à préconiser le remplacement à neuf de l'ouvrage plutôt que sa restauration. C'est assez souvent le cas d'ouvrages anciens dont le coût de restauration élevé peut être entaché d'importants aléas de travaux comme par exemple la mise en évidence durant les travaux de pathologie importante de corrosion et/ou de fissurations de partie d'ouvrage qui n'étaient pas accessibles lors du diagnostic.

La sélection définitive des travaux à effectuer et le type de solution à mettre en oeuvre doit, quel que soit le niveau de service recherché prendre en considération le coût global de l'opération, soit les coûts d'investissement, d'exploitation et de maintenance.

Prise en compte les contraintes de durée de travaux :

Le critère de durée d'immobilisation de l'ouvrage pour réaliser les travaux peut influencer fortement le mode de restauration, en effet, il est souvent plus rapide de remplacer l'ouvrage à neuf puisque la fabrication peut être réalisée en temps masqué.

Ce critère est souvent décisionnel pour certaines opérations concernant des ouvrages à fort trafic pour effectuer le choix du programme de restauration il peut conduire à remplacer à neuf un équipement réparable plutôt que de restaurer l'existant, par exemple, dans le cas d'une écluse unique d'un aménagement situé sur un itinéraire important.

Phase 4: Les études de restauration, le profil du concepteur

Une fois le programme détaillé de restauration défini à partir des études d'avant projet et des analyses multicritères, le concepteur doit établir le projet détaillé.

Le métier de concepteur en équipements hydromécaniques :

Il est ici important de souligner que « concepteur en équipements hydromécaniques » est un métier à part entière qui requiert en sus des connaissances générales de l'ingénieur mécanicien et de l'ingénieur structure celles très spécifiques au milieu aquatique (mécanique de contact en immersion, corrosion, hydrodynamique des écoulements, vibrations)

La forte disponibilité requise de la voie d'eau qui impose une haute fiabilité et maintenabilité des équipements est à l'origine d'exigences supplémentaires de conception souvent contraignantes.

Par ailleurs en milieu aquatique le comportement fonctionnel et dans le temps du matériel est difficile à prévoir ce qui exige une large prise en compte des retours d'expérience.

Les études de conception de restauration ou d'ouvrages neufs du domaine des équipements hydromécaniques exigent presque systématiquement une large participation d'un concepteur spécialisé expérimenté, à charge du constructeur retenu s'il ne dispose pas des ressources adéquates (cas le plus fréquent) de les confier à un tiers reconnu compétent, il est toutefois souhaitable qu'il puisse en interne effectuer lui-même les études d'exécution en collaboration avec le concepteur qui en vérifiera la conformité aux plans directeurs et analysera les demandes éventuelles de dérogation.

Il est aussi important, à ce stade, d'apporter les améliorations qu'offrent aujourd'hui les progrès effectués en matière de conception et de technologie hydromécanique.

Corrigé et amélioré un ouvrage mobile sera pratiquement toujours moins onéreux en coût global investissement / exploitation qu'une restauration réalisée strictement à l'identique et les cas ne sont pas rares où la restauration améliorée est moins chère ou équivalente en coût immédiat d'opération.

Il faut se méfier du terme restauration à l'identique parce qu'il induit l'idée que l'ouvrage peut ou doit rester après restauration strictement identique à l'original sans se poser de question sur sa conception et surtout sans en établir un diagnostic détaillé, ce qui peut être considéré comme une faute.

En effet, il n'est pas acceptable d'éluder cette étape car toute restauration d'un ouvrage doit être précédée d'un diagnostic détaillé qui seul pourra valablement proposer le principe de restauration, à l'identique ou en apportant des modifications qui amélioreront, si nécessaire, la fiabilité, la sécurité et les performances.

Phase 5: Phase corrective éventuelle

Il est parfois impossible d'établir un diagnostic complet de l'ouvrage sans effectuer d'opérations lourdes telles que des démontages et/ou des mises à sec délicates, dans ce cas il est nécessaire de prévoir des étapes conditionnelles d'études et de travaux qui peuvent amener des modifications de programme.

La connaissance du retour d'expérience

Une des grandes lacunes de savoir de nombreux concepteurs provient du manque d'accès au retour d'expérience.

On peut définir le retour d'expérience comme étant l'ensemble des informations techniques relatives à la fiabilité au fonctionnement, à la maintenance et éventuellement aux modifications d'amélioration des ouvrages existants vues et analysées au travers des difficultés rencontrées.

Ces informations sont souvent confinées dans les services ou même gardées localement par les agents chargés de la maintenance qui résolvent beaucoup de problème par eux-mêmes sans faire remonter les informations.

À noter que l'information positive indiquant que telle ou telle disposition convient parfaitement est aussi très intéressante pour le concepteur.

Sans cette connaissance les concepteurs peuvent être amené à reconduire, parfois sur plusieurs décennies, des techniques inappropriées. Les expertises permettent de révéler d'assez nombreuses dispositions inadéquates qui pourraient parvenir plus rapidement à la connaissance des concepteurs si des dispositions systématiques de collecte et de traitement des informations de retour d'expérience existaient, idéalement au plan national.

Deux démarches complémentaires devraient coexister :

- L'une que quelques concepteurs appliquent déjà, consiste à aller chercher l'information, il s'agit la plupart du temps d'une démarche ciblée sur le type d'ouvrage qu'il est en train d'étudier ou sur un ouvrage qu'il a conçu récemment.
- L'autre qui pourrait être initiée par le service public gérant la voie d'eau en concertation et participation avec les concepteurs consiste à organiser et traiter la collecte des informations de retours d'expérience afin d'obtenir un système de gestion de la connaissance performant.

6.14 Intrusion d'eau saline

L'intrusion d'eau saline dans les chenaux de navigation s'avère néfaste. L'eau d'irrigation prélevée dans les chenaux de navigation est utilisée dans l'agriculture, l'horticulture et l'élevage du bétail. De même, l'industrie prélève de grandes quantités d'eau dans les chenaux de navigation. Tout accroissement de la salinité multiplie et amplifie les problèmes et exerce incontestablement un impact négatif sur la durée de vie des installations industrielles et sur la qualité des produits.

La densité différente de l'eau salée (plus lourde) et de l'eau douce provoque une pénétration d'eau salée dans les deltas et estuaires fluviaux. L'importance de cette pénétration dépend des amplitudes des mouvements horizontaux et verticaux des marées, du débit fluvial, de la différence de densité entre eau douce et eau salée ainsi que de paramètres géométriques tels que le profil et la rugosité de l'estuaire.

La pénétration d'eau salée au travers des écluses de navigation situées entre des eaux salées et des chenaux de navigation intérieurs en eau douce résulte des échanges suscités par des différences de densité au cours des opérations d'éclusage. L'eau salée située dans le sas

s'introduit dans le chenal de navigation intérieur pendant la période où les portes du côté terre sont ouvertes, tandis que l'eau douce s'échappe lors de l'ouverture des portes côté mer. Il est possible de réduire cet échange d'eau douce et d'eau salée en les mélangeant ou en les séparant au cours de l'éclusage.

La formule pour déterminer la quantité d'eau salée qui pénètre dans le canal à chaque cycle est :

$$V_{salt} = (h_s - z_d) b_{lc} l_{lc} - V_s \quad (quantité \text{ max}) \quad (6-68)$$

et la masse des ions Cl^- est :

$$C = V_{salt} \frac{(\rho_1 - \rho_2)}{1.4} \quad (quantité \text{ max}) \quad (6-69)$$

Le facteur 1.4 dépend de la température de l'eau. Si l'eau est à 10°C, il vaut 1.4, si l'eau est à 20°C, il vaut à peu près 1.3.

La formule pour déterminer la quantité d'eau douce envoyée dans la mer à chaque cycle est :

$$V_{fresh} = (h_{fr} - z_{lc}) b_{lc} l_{lc} - V_s \quad (quantité \text{ max}) \quad (6-70)$$

Avec

V_{salt} = volume eau salée (m^3)

V_{fresh} = volume eau douce (m^3)

V_s = volume déplacé par les bateaux (m^3)

C = masse des ions Cl^- (kg)

h_s = niveau d'eau du côté eau salée (m)

h_{fr} = niveau d'eau du côté eau douce (m)

z_d = niveau du seuil du côté eau douce (m)

z_{lc} = niveau de la fondation dans le sas (m)

b_{lc} = largeur du sas (m)

l_{lc} = largeur du sas (m)

ρ_1 = densité eau douce (kg/m^3)

ρ_2 = densité eau salée (kg/m^3)

L'échange d'eau douce et d'eau salée peut se calculer de la façon suivante :

$$Q_u = b_d (h_{bi} - z_d) C_u \sqrt{\varepsilon g (h_{bi} - z_k)} \quad (6-71)$$

Avec

Q_u = débit d'eau échangée (m^3/s)

b_d = largeur de l'écluse (m)

h_{bi} = niveau d'eau du côté eau douce (m)

z_d = niveau du seuil du côté eau douce (m)

z_k = niveau de la fondation dans le sas (m)

C_u = Coefficient d'eau échangée (= 0.2)

$\varepsilon = (\rho_1 - \rho_2) / \rho_2$ (différence relative de densité)

ρ_1 = densité eau douce (kg/m^3)

ρ_2 = densité eau salée (kg/m^3)

G = accélération gravitationnelle (9.81 m/s^2)

Il convient aussi de noter que ce système d'échange rajoute des forces additionnelles aux amarres des bateaux, dues à la différence de densité entre l'eau douce et l'eau salée. Les forces les plus élevées se produisent à l'ouverture des portes, car cela génère un courant du au mouvement de l'eau salée (a tendance à se « glisser » sous l'eau douce) et de l'eau douce.

Moyens de réduire les intrusions d'eau salée

Barrière pneumatique

L'efficacité des barrières pneumatiques en matière de réduction des courants d'échange au cours des opérations d'éclusage a fait l'objet d'études approfondies en laboratoire et sur le terrain. Les études sur le terrain ont été réalisées dans les écluses d'IJmuiden (Pays-Bas). L'intrusion saline peut être réduite de 50 à 80 % en fonction de la quantité d'air utilisée. L'efficacité du système décroît cependant avec l'accroissement de la hauteur d'eau dans les écluses. L'expérience a montré que les barrières pneumatiques étaient coûteuses (en énergie) et exigeaient une grande attention tant en termes d'exploitation que d'entretien. Dès lors, leur utilité pratique dans la perspective d'une exploitation continue a été mise en doute.

Rideau à bulles d'air

Les écrans à bulles d'air ont été utilisés avec succès pour réduire la stratification dans le but de libérer un port des glaces.

Extraction sélective de l'eau salée

L'eau salée pénétrant dans un chenal d'eau douce peut être temporairement stockée dans une section plus profonde du chenal en vue d'une évacuation ultérieure à débit constant par retrait sélectif. Pour ce faire, le bassin doit être suffisamment large pour éviter le débordement d'eau salée et permettre le retrait sélectif de celle-ci.

L'extraction d'eau salée peut également être appliquée en cours d'éclusage en ayant recours au retrait sélectif (figure 6.118). Ce système a été appliqué aux écluses de Terneuzen (Pays-Bas). L'intrusion d'eau salée est cependant évitée au prix d'apports relativement importants en eau douce, en raison des contraintes du retrait sélectif de l'eau salée. Cette méthode exige un débit plus élevé que la solution de la chasse continue. Une mesure complémentaire de réduction des échanges consiste à disposer d'un seuil mobile qui peut être adapté au tirant d'eau des navires à écluser.

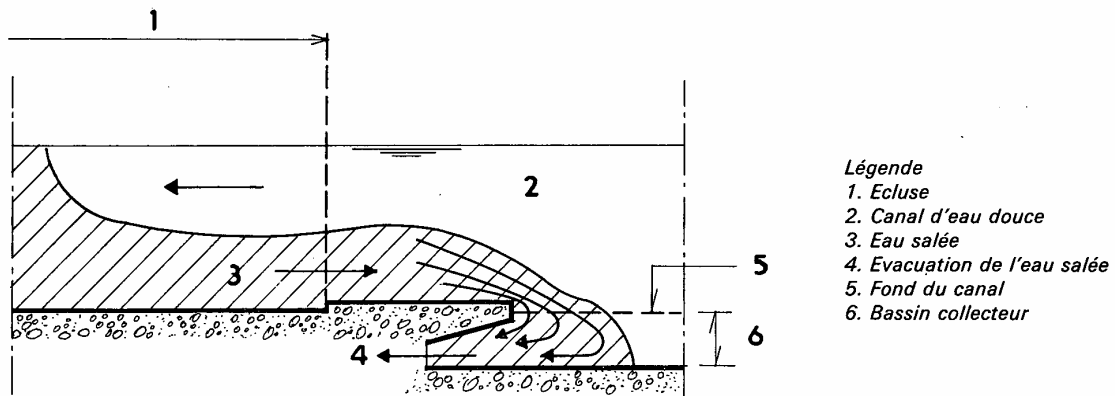


Figure 6.118 Retrait sélectif de l'eau salée en cours d'éclusage (système de Terneuzen)

Echange simultané d'eau douce et d'eau salée

Les écluses du type représenté à la figure 6.119 sont dotées de faux planchers perforés permettant d'évacuer ou d'introduire l'eau salée ainsi que d'ouvertures dans les bajoyers destinées à assurer l'échange d'eau douce lorsque les portes de l'écluse sont fermées. Ce système a été mis en œuvre à l'écluse Mardyck de Dunkerque ainsi qu'aux écluses du Kreekrak aux Pays-Bas. L'intrusion peut être réduite jusqu'à environ 5% du volume du sas pour une perte d'eau douce d'environ 60% du volume de l'écluse.

Dans ce système, l'eau salée est remplacée par de l'eau douce ou inversement. Afin de gagner du temps, et afin de garantir un tirant d'eau suffisant pour les bateaux, les processus de vidange et de remplissage ont lieu simultanément. L'eau salée est évacuée par des orifices situés dans le radier, tandis que l'eau douce pénètre via des ouvertures dans les bajoyers à hauteur du niveau d'eau (il faut éviter une chute trop importante afin de limiter les remous et donc les mélanges eau douce-eau salée).

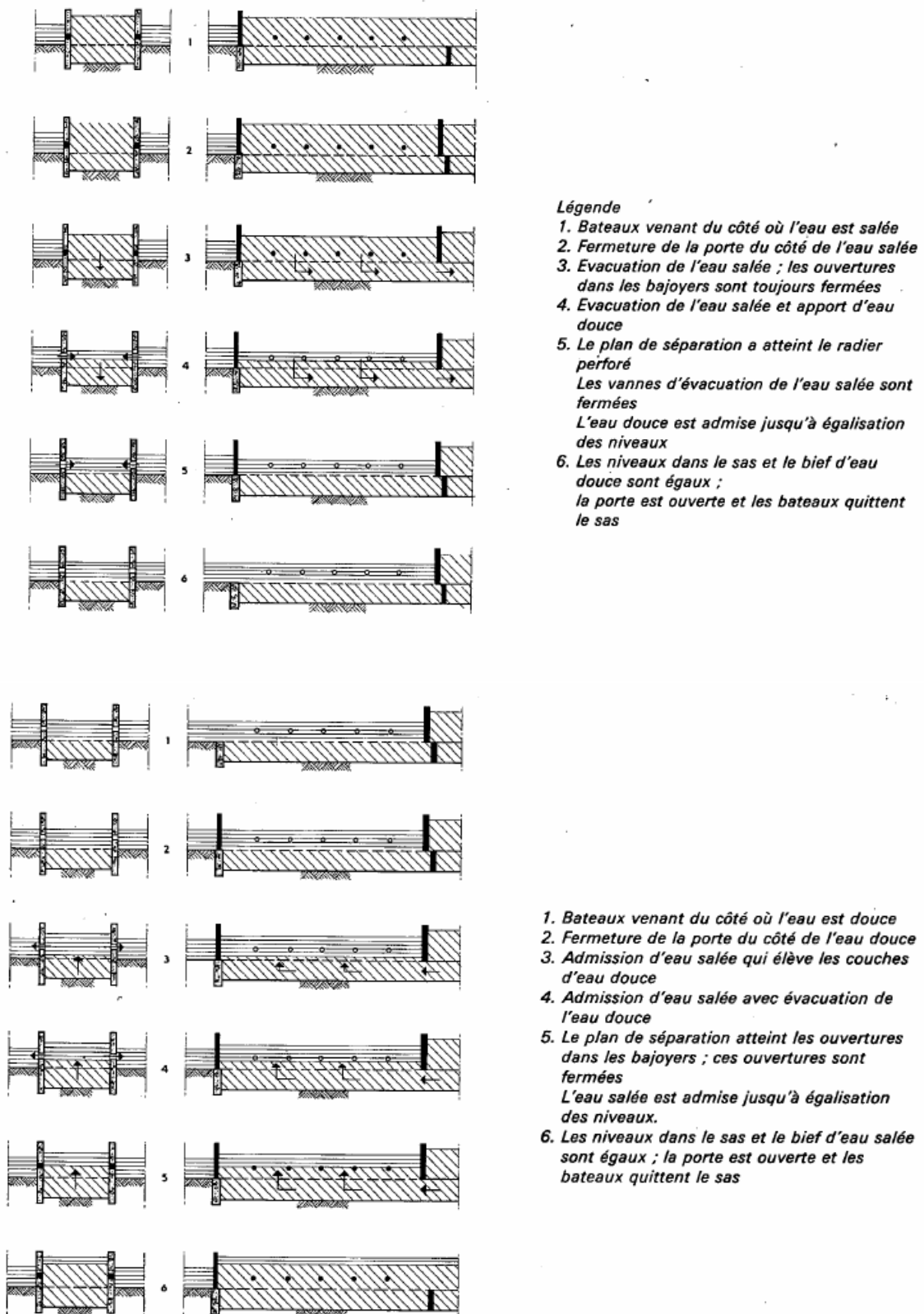


Figure 6.119 schéma d'un cycle de remplissage et de vidange à Terneuzen

Les manœuvres doivent être adaptées selon le sens du parcours du bateau et selon le niveau de la mer. De même, selon les cas, l'eau salée pourra être évacuée de façon gravitaire, sans avoir recours au pompage.

La figure 6.120 montre une vue en plan des systèmes de Dunkerque et Kreekrak.

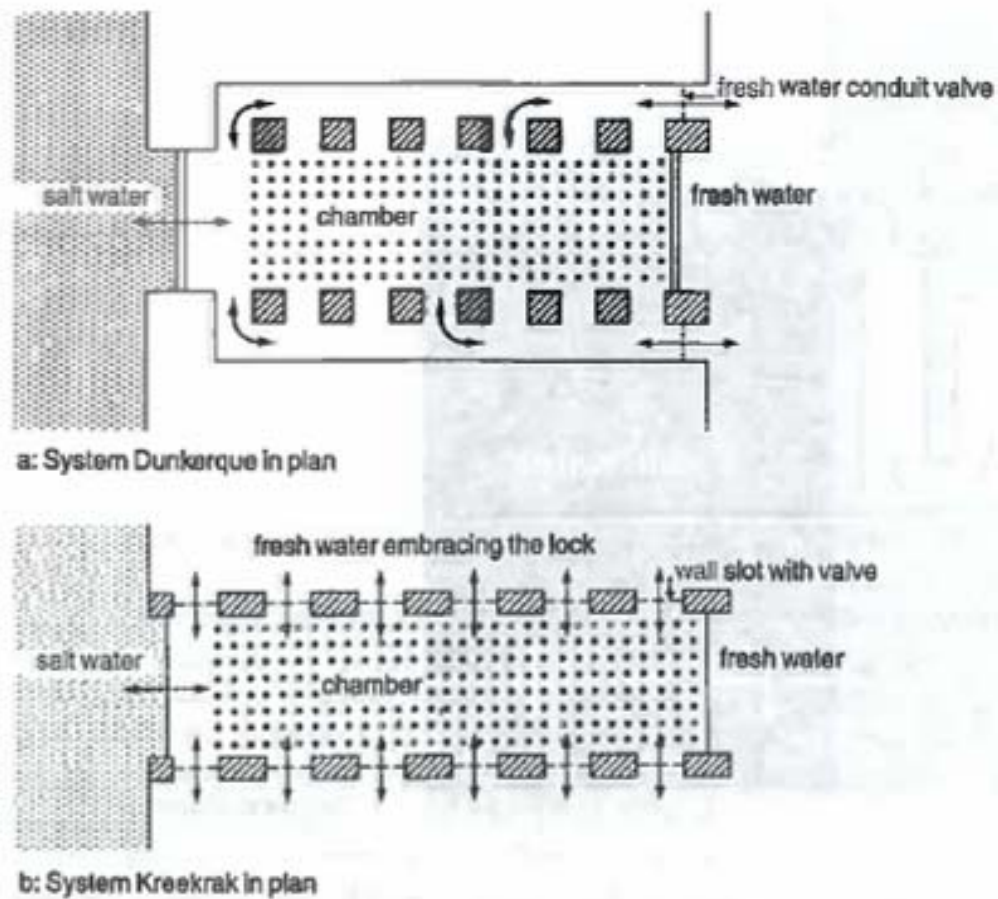


Figure 6.120 Vue en plan des systèmes de Dunkerque et Kreekrak

Les figures 6.121 et 6.122 montrent une coupe transversale pour les deux systèmes.

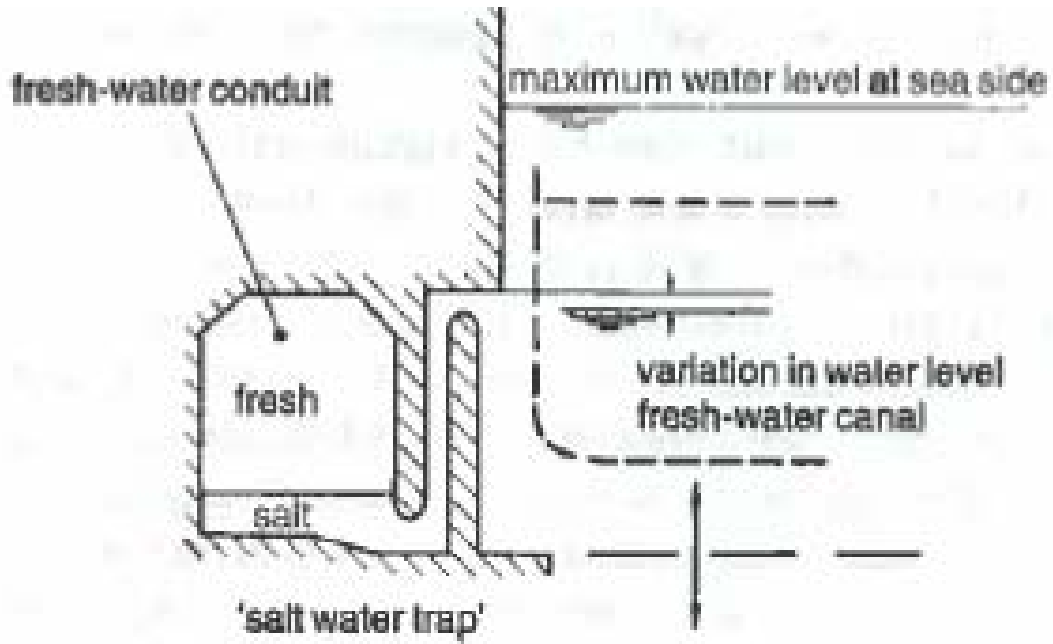


Figure 6.121 Coupe dans le système de Dunkerque

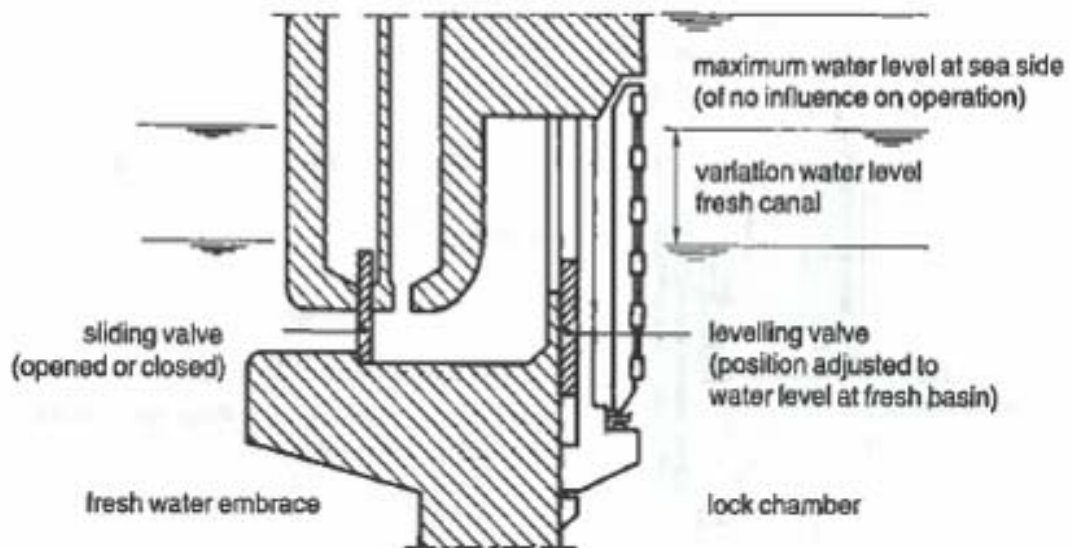


Figure 6.122 Coupe dans le système Kreekrak

6.15 Références

- [1] *Les écluses de navigation*, Dehousse, Liège, 1985.
- [2] *Innovations in navigation lock design*, rapport n° 106, AIPCN, Bruxelles, 2009.
- [3] *Rapport final de la commission internationale pour l'étude des écluses*, rapport AIPCN, Bruxelles, 1986.
- [4] <http://www.wes.army.mil/SL/INP/reports.htm>
- [5] *Problèmes suscités par les infiltrations d'eau salée*, rapport AIPCN, Belgique, 1993.
- [6] <http://www.pianc-aipcn.org/>
- [7] *L'ascenseur à bateaux de Strepy-Thieu*, cahier du MET, collection technique n°20, Belgique, 2002.
- [8] *Réhabilitation/conception des équipements hydromécaniques*, Jean Pinto, ENPC, 2008.
- [9] *Conception structurelle du sas*, ARCADIS, 2006.
- [10] *Note de synthèse relative aux équipements hydromécaniques du canal Seine-Nord Europe*, Comité scientifique et technique du projet Seine-Nord Europe sous-commission n°2, Jean Pinto, France, 2006.

7 Les boues de dragage¹

Le dragage consiste en l'excavation de sols ou d'alluvions sous l'eau (lacs, fleuves, rivières, canaux, estuaires, etc.) Il peut être réalisé à partir de la berge, avec des engins de travaux classiques. Le dragage peut aussi être réalisé sur l'eau à l'aide d'un navire ou d'une barge spécialisée.

Les travaux de dragage visent à rétablir ou à maintenir les conditions minimales de navigabilité et/ou d'évacuation de crues pour les voies navigables.

Les dégâts écologiques et sanitaires causés par la contamination des sédiments ont un coût social réel : il s'agit de la dégradation de la qualité de l'eau (par relargage ou remise en suspension), de la diminution de la diversité des communautés (invertébrés, poissons, ...), des usages récréatifs affectés ou impossibles, et des coûts supplémentaires liés à la gestion des matériaux contaminés lors d'opérations de dragage ou de curage. Les contaminants les plus fréquemment cités sont des métaux (cuivre, plomb, zinc,...), l'arsenic, les PCBs et les HAP (hydrocarbures polycycliques aromatiques).

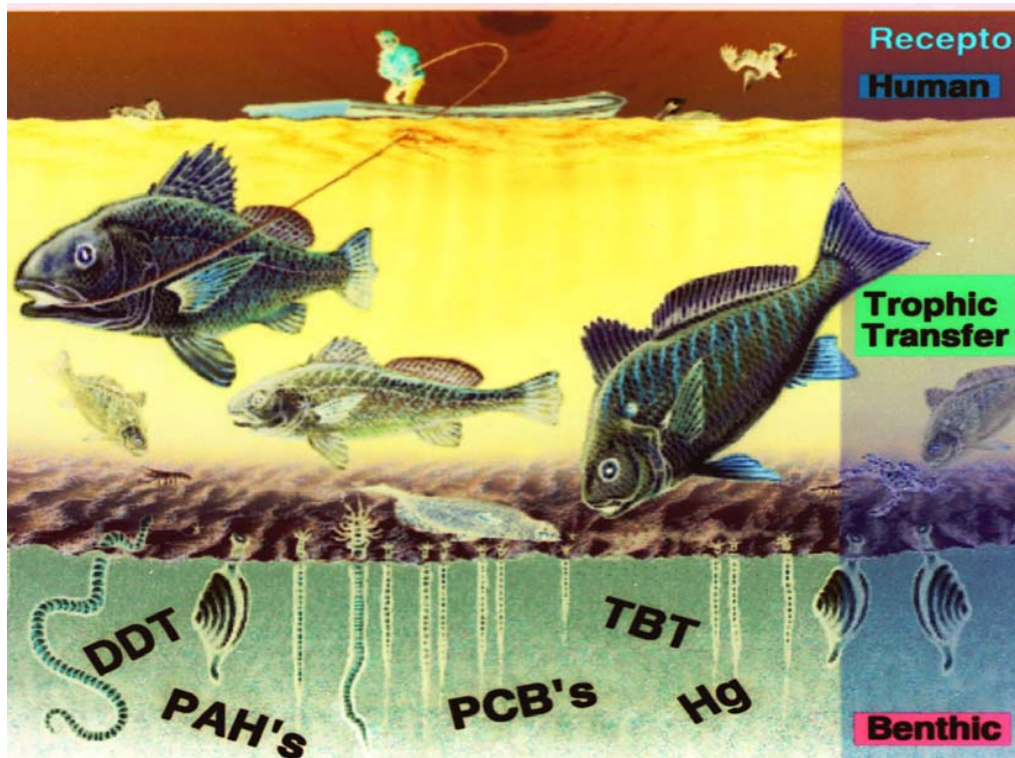


Figure 7.1 Transfert de polluants [7]

La Région wallonne comporte 450 km de voies navigables qui sont plus ou moins envasées, ce qui peut mener à des perturbations du trafic fluvial ! A la fin de la première décennie du 21^e siècle, la Région wallonne a dès lors entrepris de résorber le passif s'élevant à environ 2 millions de m³ de produits à draguer.

¹ Ce chapitre a été rédigé en collaboration avec Mr Burton (société Ecoterres), collaborateur scientifique de l'ULG (ANAST).

La gestion des boues de dragage est complexe. En effet, elles sont en grande quantité et plus ou moins polluées. Il existe diverses méthodes permettant d'évaluer la pollution des sédiments. Cela ne fait pas l'objet de ce cours mais l'étudiant intéressé peut se référer utilement à la référence [7].

Il faut être capable de stocker et de traiter les boues (pour les moins polluées d'entre elles). D'une manière explicite ou non, la gestion de la contamination des sédiments et matériaux de dragage s'inscrit dans le contexte général de la gestion du risque (pour la navigation, pour l'écologie, pour les inondations).

7.1 Législation

Le mode de gestion des déblais de dragage en Belgique est intégralement conforme aux obligations internationales découlant de la convention OSPAR (régionale) et de la Convention de Londres (mondiale; Convention sur la prévention de la pollution de la mer résultant du déversement de déchets). Cette Convention est le pendant mondial de la convention OSPAR. Signé en 1972, elle compte à l'heure actuelle 78 Etats membres. Une révision a été initiée en 1993 et s'est terminée en 1996 par l'acceptation du "protocole de 1996" dans le cadre de la Convention de Londres. Ce protocole n'est toujours pas en application aujourd'hui parce qu'il n'a pas encore été ratifié par un nombre suffisant de pays.

Les "Directives de 1998 pour la gestion des déblais de dragage" sont appliquées dans le cadre de la convention OSPAR. Le traité de Londres applique quant à lui les "Directives spécifiques aux déchets pour les déblais de dragage".

Législation sur les déchets

Le décret wallon crucial est celui du 27 juin 1996 relatif aux déchets dont on peut découvrir les grandes lignes sur le lien suivant :

<http://environnement.wallonie.be/LEGIS/dechets/degen019.htm>

Ci-dessous, on peut trouver quelques points importants qui y figurent :

Art. 2. *Au sens du présent décret, on entend par :*

1° déchet : toute matière ou tout objet qui relève des catégories figurant à l'annexe I dont le détenteur se défait ou dont il a l'intention ou l'obligation de se débarrasser;

5° déchets dangereux : les déchets qui représentent un danger spécifique pour l'homme ou l'environnement parce qu'ils sont composés d'un ou plusieurs constituants et qu'ils possèdent une ou plusieurs caractéristiques, énumérées par le Gouvernement, conformément aux prescriptions européennes en vigueur ;

9° élimination : toute opération prévue à l'annexe II du présent décret et toute autre opération définie par le Gouvernement conformément aux prescriptions européennes en vigueur;

10° valorisation : toute opération prévue à l'annexe III du présent décret et toute opération définie par le Gouvernement conformément aux prescriptions européennes en vigueur;

12° regroupement : toute opération prévue à l'annexe IV du présent décret et toute opération définie par le Gouvernement conformément aux prescriptions européennes en vigueur;

Les deux textes de référence sont les arrêtés gouvernementaux wallons (AGW) du 10 juillet 1997 et du 24 janvier 2002 établissant un catalogue des déchets et distinguant les boues de dragage contenant des substances dangereuses des autres.

Législation sur le dragage

30 novembre 1995 - Arrêté du Gouvernement wallon relatif à la gestion des matières enlevées du lit et des berges des cours et plans d'eau du fait de travaux de dragage ou de curage (M.B. 13.01.1996)(<http://environnement.wallonie.be/legis/eau/eanna016.htm>)

*[Art. 4. § 1^{er}. Hormis les déchets exogènes, les matières enlevées du lit et des berges des cours et plans d'eau ou de leurs ouvrages annexes du fait de travaux de dragage ou de curage sont réparties en deux catégories, dénommées **catégorie A** et **catégorie B**, selon les critères repris à l'annexe I.*

[Art. 5. Il est interdit de se défaire des matières visées à l'article 4 si ce n'est en respectant les modes de gestion énumérés ci-après :

1° les matières appartenant à la catégorie A sont :

- a) soit utilisées conformément aux dispositions prises en application de l'article 3 du décret;*
- b) soit orientées vers une installation de regroupement, en vue de leur utilisation, valorisation ou élimination ultérieure;*
- c) soit éliminées en centre d'enfouissement technique.*

Les matières appartenant à la catégorie A enlevées d'un plan d'eau ou d'un cours d'eau non navigable peuvent cependant être gérées conformément au chapitre IV de la loi du 28 décembre 1967 sur les cours d'eau non navigables.

Les matières appartenant à la catégorie A nonobstant des dépassements de normes dus exclusivement au fonds géochimique naturel ne peuvent être valorisées que dans la zone

présentant le même fonds géochimique naturel, lorsque la valorisation implique le dépôt sur ou l'incorporation au sol.

2° les matières appartenant à la catégorie B sont :

- a) soit orientées vers une installation de prétraitement afin d'y être traitées en vue de répondre aux critères leur permettant d'être classées en catégorie A;*
- b) soit orientées vers une installation de regroupement en vue de leur valorisation ou élimination ultérieure;*
- c) soit éliminées en centre d'enfouissement technique*

Les autres textes de référence sont les suivants :

- AGW du 3 avril 2003 fixant les conditions sectorielles d'exploitation de certaines installations de regroupement de matières enlevées ...
- AGW du 27 février 2003 fixant les conditions sectorielles d'exploitation des CET (Centres d'Enfouissement Techniques)
- AGW du 14 juin 2001 relatif à la valorisation de certains déchets

7.2 Pré-traitement des boues de dragage

A l'heure actuelle où se posent tant de questions sur le développement durable, l'énergie et la mobilité, le transport des marchandises par voies fluviales se présente comme une solution économique et viable à long terme. En raison du manque de curage et de dragage, les péniches rencontrent de nombreuses difficultés de navigation et le risque d'inondation s'accroît.

La figure 7.2 montre les étapes conduisant à la valorisation ou à l'élimination des boues de dragage.

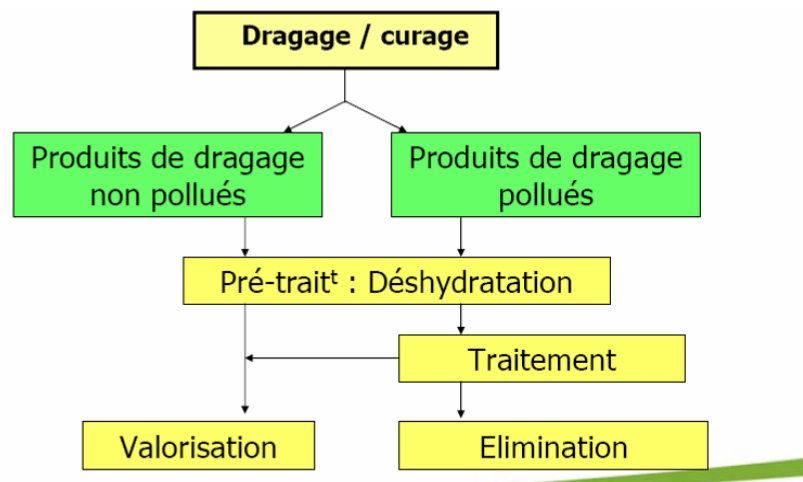


Figure 7.2 Gestion des produits de dragage[1]

Il existe plusieurs **techniques de déshydratation** (prétraitement) dont les objectifs sont les suivants :

- réduction des produits de dragage à gérer ;
- rendre les produits pelletables en vue d'une valorisation/élimination ultérieure.

Pour arriver à cela, on procède soit par lagunage dans un centre de regroupement, soit par filtre-pressé (= déshydratation mécanique)

a) Lagunage

Le lagunage est une technique naturelle d'épuration des eaux. C'est une technique « simple » qui consiste à sécher les boues par évaporation. L'inconvénient majeur réside dans le fait qu'il faut de grandes étendues de terrains indispensables à son bon fonctionnement. Ci-dessous, nous vous montrons l'exemple du site de Dunkerque (figure 7.3).



Figure 7.3 Site de stockage des sédiments (lagunage)

Le site est composé de trois bassins principaux et un bassin tampon. Le fond de ces bassins est recouvert de membranes en géotextiles (membranes en PEHD, par exemple) afin d'éviter les infiltrations dans le sol. Une couche de sable permet de drainer les éventuelles infiltrations. Dans le cas présent, seuls les boues non contaminés sont amenées dans les trois bassins au moyen de pipelines. Un déchargement par voie mécanique (bennes de camions) peut aussi s'envisager).

Avec le temps, une décantation se produit et les sédiments s'accumulent dans le fond des bassins principaux. A intervalle régulier, l'eau superficielle (ne contenant plus que peu de sédiments) est envoyée vers le bassin tampon. Là, les dernières particules se trouvant encore dans l'eau peuvent se déposer dans le fond du bassin, de sorte qu'on peut évacuer l'eau « propre » dans le port de Dunkerque.

Une fois le sol déshydraté naturellement, on observe un développement de fentes de dessiccation. Afin de finaliser le processus de déshydratation, on peut former des andains. A l'aide de pelleteuses, les techniciens créent des petits monticules de sédiments qu'ils retournent régulièrement de façon à ce que les résidus d'eau puissent s'évaporer plus facilement. Le délai total de déshydratation est de plusieurs mois.



Figure 7.4 Méthodologie du lagunage : site de Dunkerque

Ce délai est fonction :

- Des caractéristiques granulométriques des produits
- Du mode de dragage et de déchargement des produits dans le bassin
- Des conditions météorologiques
- Du retournement intensif des produits

Quand les sédiments sont séchés, ils peuvent être valorisés (dans l'hypothèse qu'ils ne sont pas pollués), pour la construction de talus, par exemple.

b) Filtre-presse

Vu la place nécessaire pour mettre en œuvre la technique de déshydratation présentée ci-dessus, les ingénieurs ont cherché à mettre au point une alternative techniquement et économiquement valable : le filtre-presse. Nous vous présentons l'exemple utilisé sur la Haute Sambre, qui a pour particularité le fait que le filtre-presse a été placé en flottaison afin de respecter l'intégrité du site et son environnement. La présence des filtres-presses sur un chantier de dragage est limitée à la durée de ce dernier. Le travail terminé, le paysage redevient tel qu'il était auparavant.

Le fonctionnement du filtre presse est le suivant (figure 7.5):

- la boue est enlevée de la rivière à l'aide d'une pelle sur ponton et déposée dans une barge ;
- acheminement jusqu'à l'installation du filtre-presse à Hourpes ;
- déchargement avec une pelle et chargement du crible ;
- les éléments grossiers (type exogène) sont récupérés sur le premier niveau du crible, les éléments plus petits (type pierraille) sur le deuxième niveau. Les exogènes sont évacués en CET et les éléments pierreux utilisés en remblais avec les boues déshydratées.
- le passant (c'est-à-dire la boue) est envoyé par des pompes dans le malaxeur et mélangé avec de la chaux puis envoyé dans un silo tampon.
- nouveau passage dans le filtre-presse pour la déshydratation et formation des gâteaux de filtration. C'est l'envoi permanent de boue fraîche dans le filtre presse qui provoque l'évacuation de l'eau jusqu'à une augmentation importante de pression qui signifie que la déshydratation est arrivée à son terme ;
- ouverture du filtre et transfert des gâteaux de filtration par un jeu de vis sans fin dans les péniches pour l'évacuation ;
- ces produits sont déchargés dans des camions un peu en aval et utilisés en remblais ;
- le filtrat, lui, est traité avant d'être rejeté dans la Sambre.

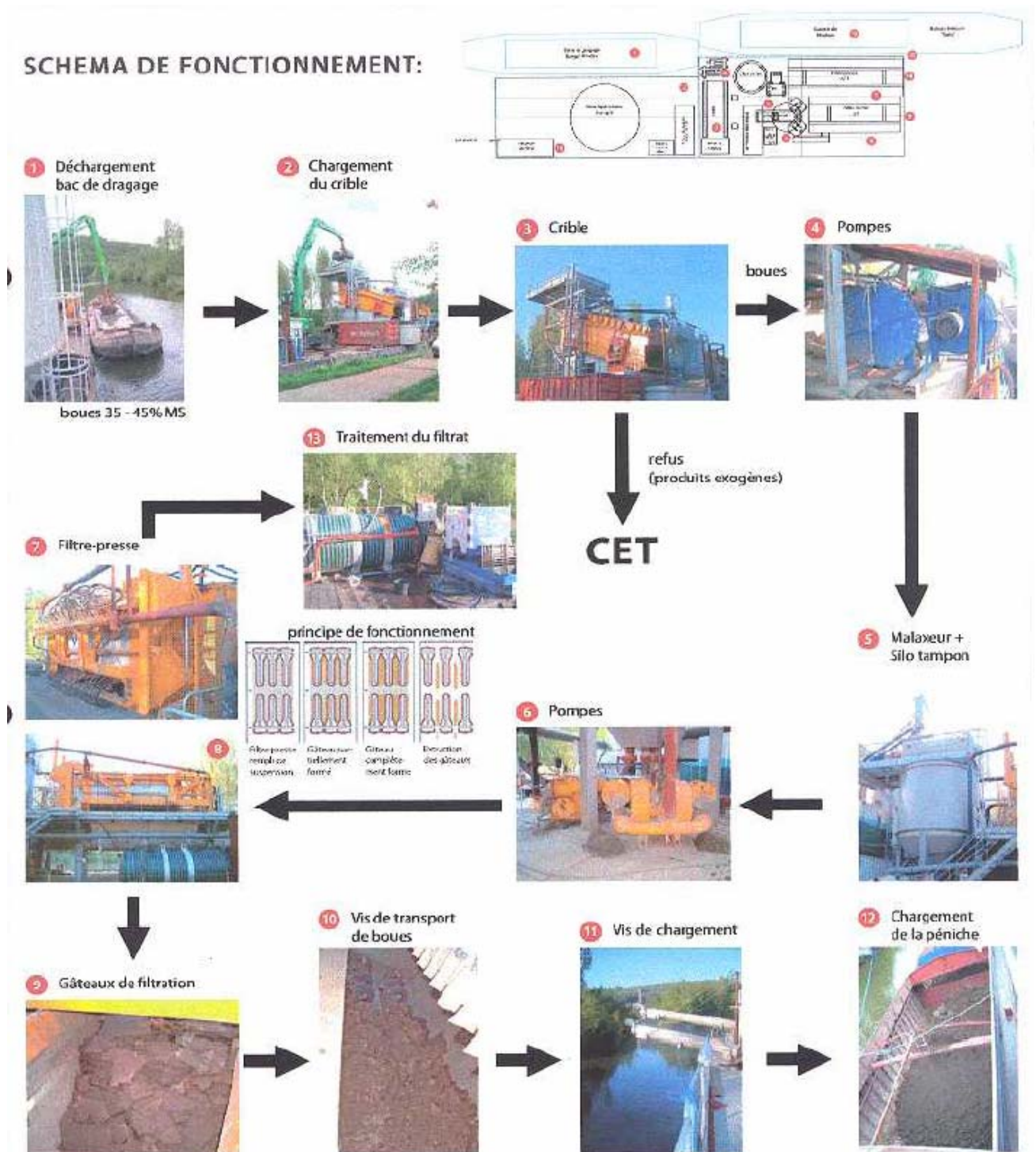


Figure 7.5 : Fonctionnement du filtre presse²[2]

² Dragage d'entretien de la Haute-Sambre, Déshydratation des boues de dragages, Ministère de l'Équipement et des Transports D231 – Direction des Voies Hydrauliques de Charleroi, 2005

7.3 Traitement des boues de dragage

Les **techniques de traitement** peuvent se classer en 4 catégories :

- Bio-remédiation (traitement biologique) : le principe consiste à stimuler la flore microbienne présente dans les sédiments pour dégrader les polluants organiques. Cela suppose une aération des produits (conditions aérobies) ainsi que le maintien d'un degré d'humidité (+ nutriments). Les composés visés sont les huiles minérales et les phénols. Cela s'effectue dans les bassins de lagunage dans une durée variant de 6 à 8 mois.
- Inertisation. Exemple : système Novosol → stabilisation des métaux lourds par immobilisation sous forme de phosphate de Ca. Système Biogenesis → lavage de sédiments à haute pression et ajout d'agents chimiques.
- Valorisation en cimenterie.
- Enfouissement en CET.

7.4 Références

- [1] *Séminaire Gestion à terme des sédiments de dragage*, Olivier Burton – Ecoterres, 2009.
- [2] *Innovation dans les barrages mobiles*, Collaboration ANAST-VNF, 2006.
- [3] *Evaluation écotoxicologique de sédiments contaminés ou de matériaux de dragage*, CETMEF, 2001.
- [4] <http://www.mumm.ac.be/FR/Management/Sea-based/dredging.php>
- [5] <http://environnement.wallonie.be/>
- [6] <http://www.envisan.com>
- [7] *Biological Assessment Guidance for Dredged Material*, Rapport AIPCN EnviCom WG8, 2005.
- [8] *Dredging management practices for the environment*, Rapport AIPCN EnviCom n°100, 2009.

8 La protection des berges

Les berges des voies navigables constituent des zones de transition entre le milieu aquatique et le milieu terrestre. Elles assurent diverses fonctions : physiques (soutènement d'ouvrages, étanchéité, support du chemin de service,...) ; hydrauliques (atténuation des inondations, échanges d'eau entre la voie d'eau et la nappe, etc.) ; écologiques (filtre de l'eau, dépôts ou départs de sédiments, circulation des animaux, biodiversité, échanges entre milieux terrestre et aquatique...) ; socio-économiques (accueil d'activités telles que les ports, la pêche, le vélo, la navigation touristique) et paysagères.

Suivant le type de voie d'eau, rivières navigables ou canaux artificiels, et les caractéristiques du site, les berges des voies navigables peuvent être soumises à différents types de dégradations d'intensités variables : crues, marnage, batillage, jets d'hélice, animaux fouisseurs, activités humaines... Si des travaux de protection de berges s'avèrent nécessaires, le gestionnaire de la voie d'eau a alors le choix entre plusieurs types de techniques de défense de berges pour réhabiliter son ouvrage : des techniques de génie civil (enrochements, palplanches,...), des techniques végétales (fascines, tressages,...) ou des techniques mixtes qui sont une combinaison des deux types de techniques précédentes. Dans le passé, les techniques traditionnelles de génie civils étaient préconisées. Mais l'environnement est devenu une préoccupation centrale, de sorte qu'on utilise plus régulièrement désormais des techniques en génie végétal qui ont subi un renouveau au cours des années 90.

8.1 Types d'évolution des berges

Les berges peuvent subir des mécanismes de rupture globale (instabilité d'ensemble de la berge) et des mécanismes de rupture par perte progressive de matière superficielle altérant la stabilité locale.

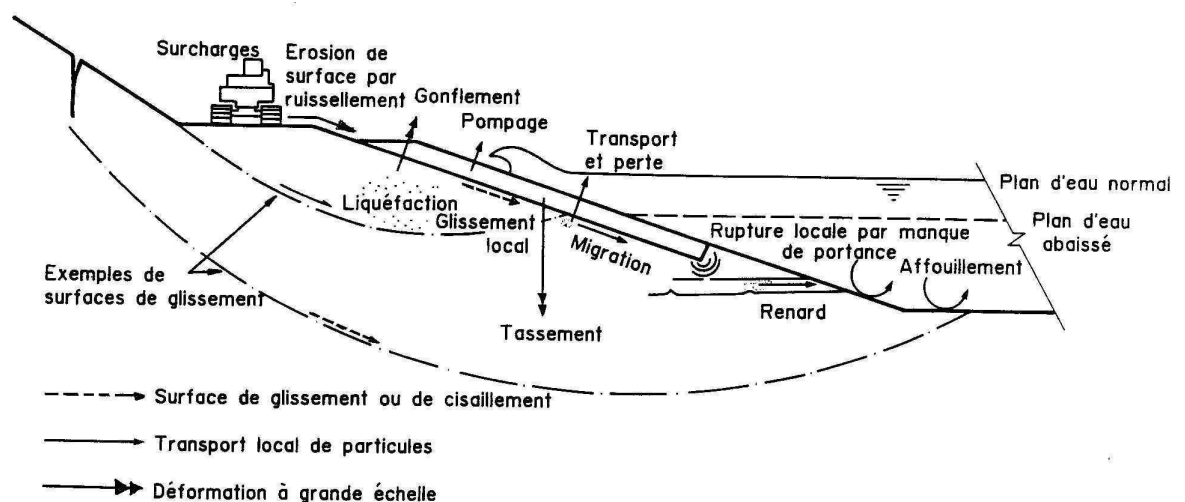


Figure 8-1 Mécanismes de rupture du sol [1]

Les dégradations des berges se manifestent sous les formes suivantes :

- glissements locaux ou d'ensemble ;
- érosion de surface suite au ruissellement de l'eau de pluie, à l'action du gel, à la pression de la glace ;
- liquéfaction du sol qui correspond à une perte totale de cohésion entre les grains par suite d'une augmentation de la pression interstitielle ou du chargement dynamique d'un sol composé de matériaux grenus peu compactés ;
- transport et perte de matériaux : migration (transport de particules de sols sous l'ouvrage de protection) ; pompage (aspiration de particules sous l'effet de charges répétées ou de chocs associés à une liquéfaction du sol à l'interface) ;
- érosion interne (renard) ;
- tassements (déformation due à la diminution de volume de sol) ou de gonflements (déformation due à l'augmentation de volume du sol) ;
- affouillement, phénomène dû aux actions hydrodynamiques des écoulements turbulents au contact des ouvrages et particulièrement au contact de l'ouvrage et de sa fondation. L'érosion du pied de berge se présente le plus souvent sous forme de niches plus ou moins circulaires avec des parois verticales et provoque par ruptures successives, la destruction du talus.

Tous ces phénomènes d'évolution de berges n'ont pas la même probabilité d'occurrence suivant la situation dans laquelle se trouve l'ouvrage : durable (exploitation normale, mise en charge permanente de l'ouvrage), rare ou transitoire (chômage du bief, crue) ou accidentelle (défaut des dispositifs de protection ou vidange rapide, par exemple). L'ouvrage et ses fonctionnalités sont également affectés différemment par tous ces mécanismes.

Les deux risques liés à l'évolution des berges sont les suivants :

- Risques pour le maintien de la navigation (figure 8.2) : diminution du gabarit de navigation et du tirant d'eau ;
- Risques pour la sécurité des biens et des personnes.

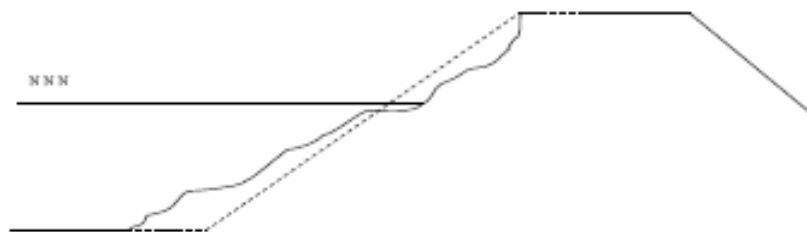


Figure 8-2 Affaissement d'une berge [3]

Types de désordres et mécanismes associés

a) Brèches partielles ou totales

Les brèches conduisent à une vidange partielle ou totale des biefs concernés, entraînant le plus souvent l'interruption complète du trafic fluvial. Les brèches partielles s'expliquent par des mécanismes d'érosion interne faisant suite à une augmentation des débits de fuite entraînée par la dégradation du dispositif d'étanchéité ou par des mécanismes d'affouillement en arrière du parement amont suite à la déstructuration de celui-ci.

Les brèches totales sont dues à des phénomènes de renard hydraulique ou à une surverse du dispositif d'étanchéité.

b) Déversements de soutènement et de rideau de palplanches

La majorité des cas de déversements de palplanches observés se sont produits en hiver. Pendant cette saison, les conditions climatiques (effets de la pluviométrie et du gel) sont propices à l'apparition des désordres.

Ces déversements sont de natures diverses. Citons notamment l'insuffisance du fichage du rideau de palplanches ou encore l'érosion de la risberme en pied de soutènement amont.

c) Les fontis

Un fontis est un effondrement du sol en surface, causé par la déliquescence souterraine progressive des terrains porteurs. Cela peut être lié à la présence d'ouvrages traversants, à l'affouillement de la digue ou encore à la présence dans le sol support de formations sensibles à la dissolution.

d) Les glissements

Certaines causes (fortes précipitations, reprofilage du contre fossé, mise en place d'un collecteur en bordure du chemin de halage, ...) contribuent à diminuer la stabilité du talus aval.

e) Anse d'érosion

Il s'agit du résultat d'une érosion externe de la digue due aux courants érosifs, au phénomène de batillage et à la variation du niveau d'eau dans le bief concerné.

f) Fuites et affaissements

Ces désordres sont souvent associés à d'autres désordres et défauts, dont ils sont des phénomènes précurseurs.

8.2 Facteurs d'évolution

Sollicitations hydrauliques et hydrodynamiques

Les sollicitations liées à l'eau ont trois origines principales :

- le passage des bateaux (batillage, courants de retour, déferlement, jets d'hélice, etc.),

- les fluctuations du niveau de l'eau pour d'autres raisons (fonctionnement des écluses, abaissement pour chômage, différences piézométriques avec une nappe de versant, ...),
- les phénomènes naturels (cas des rivières) tels que les courants naturels, les crues, les évolutions morphologiques dans les méandres (répartition des vitesses non uniformes et surélévation de la surface libre du côté de la rive concave), etc.

Quelle que soit leur origine, quatre natures de sollicitations se distinguent :

- les courants (courants naturels ou induits par la navigation, par exemple) ;
- les vagues (vagues de vent ou de batillage) ;
- l'abaissement du plan d'eau (marnage, abaissement du plan d'eau dû à la navigation, chômage, etc) ou son exhaussement (crues, onde de proue,...) ;
- l'arrivée d'eau par le sol (apports d'eaux souterraines).

Les courants et les vagues peuvent provoquer une érosion des matériaux de la berge et du lit, alors qu'un abaissement rapide du plan d'eau ou l'arrivée d'eau par le sol peuvent produire des glissements ou des affaissements de terrain.

Les courants significatifs dans l'évolution des berges des voies navigables sont des courants turbulents tels que les courants de retour dus au déplacement des bateaux ou ceux qui apparaissent à l'aval des barrages ou dans les zones de manoeuvre (courants dus aux jets d'hélices). Dans ces zones particulières de manoeuvre, c'est lorsque le bateau est à l'arrêt et utilise toute sa puissance pour démarrer ou manoeuvrer, que les courants provoqués par les jets d'hélice ont leur intensité maximale.

Les érosions se rencontrent alors généralement à proximité des écluses (notamment au raccordement du radier de l'écluse avec le fond), le long des quais ou d'appontements et dans les courbes.

Les vagues prépondérantes sont celles causées par la navigation et par l'exploitation des ouvrages de navigation (barrages ou écluses, par exemple). Pour les sections de canaux ou de rivières en alignement sur plusieurs kilomètres ou très larges, il peut par ailleurs être observé des vagues de vent d'amplitude non négligeable par rapport à celles induites par la navigation.

Tout passage de bateaux donne naissance à des vagues de batillage, qui se partagent en un système d'ondes primaires et secondaires (figure 8.3). Le système d'onde primaire comprend le bourrelet de proue, les vagues de poupe, les courants de retour et l'abaissement qui se produit à proximité du bateau. Il se propage à la même vitesse que ce dernier. Le système d'ondes secondaires comprend des ondes transversales et divergentes liées à la poupe et à la proue et il se propage loin du bateau. Le système d'ondes primaires est prépondérant dans le cas d'une navigation lourde (bateaux de commerce navigant à faible vitesse) alors que le système d'ondes secondaires domine dans le cas d'une navigation rapide (plaisance).

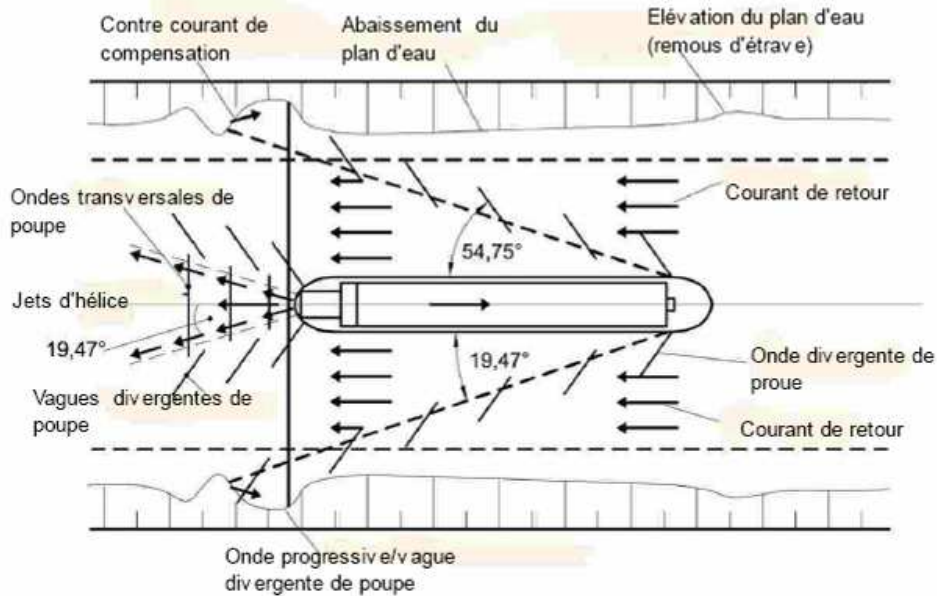


Figure 8-3 Composantes de l'agitation de l'eau induite par la navigation [4]

Les berges sont sollicitées par les phénomènes de batillage de différentes façons selon la géométrie de la voie navigable, du chenal et selon la gamme de vitesse de navigation. Pour un bateau chargé navigant dans la gamme des vitesses commerciales normales, l'agitation induite varie peu avec la vitesse. Au-delà l'agitation croît fortement avec la vitesse. Les bateaux les moins chargés peuvent provoquer une agitation très supérieure à celle des bateaux chargés dans la mesure où ils ont la possibilité de naviguer plus vite et éventuellement près du bord. Cela est également valable pour les embarcations de plaisance.



Figure 8-4 Erosion d'une berge

Facteurs divers d'évolution des berges

Les évolutions de berges sont également favorisées par :

- les caractéristiques de la berge : nature et caractéristiques du sol (meuble, argileux, friable...), état de la végétation (état naturel, entretenue, dégradée, envahissante, plantes indésirables...);
- l'action du milieu naturel et l'action anthropique : ruissellement, vent (basculement d'arbres par exemple), embâcles, animaux fouisseurs, activités humaines (promeneurs, pêcheurs, plaisanciers, plants de peuplier...) voire vandalisme, charges de trafic sur le chemin de halage...;
- les phénomènes liés à l'exploitation de la voie navigable : chocs de bateaux, surcharges d'engins en crête lors de travaux, opérations de dragage (risque de déstabilisation du pied de berge), fausse manoeuvre ou rupture d'une vantellerie d'ouvrage hydraulique (il peut en découler une onde solitaire)...;
- le défaut des dispositifs de défense de berges : défaut de continuité des protections verticales (palplanches sorties de leurs serrures, pieux non jointifs,...), corrosion de palplanches, pourrissement de pieux ou planches en bois, déformation des cages ou des matelas gabions, désagrégation/dislocation, glissement de blocs en enrochements...;
- des obstacles ou des discontinuités ponctuelles (souche en pied de berge, changement brutal de section protégée/ non protégée) qui provoquent des accélérations locales accompagnées de courants tourbillonnaires et induisent des affouillements.

8.3 Solution d'aménagement de berges

Avant de mettre en oeuvre une protection de berges, il est nécessaire de justifier l'aménagement et de se poser les questions pratiques suivantes :

- Faut-il protéger la berge ?
- Pourquoi ?

Un élément de réponse sera contenu dans les conséquences qu'aurait une érosion de la berge. S'il y a peu de conséquence ou encore que les enjeux qui nécessitent la protection ne sont pas importants, il n'est pas nécessaire de protéger la berge. Dans tous les cas, la réflexion doit être menée dans un contexte large et bénéficier d'une vision globale. L'échelle retenue pour justifier un tel aménagement devrait être systématiquement celle du bassin versant. Les aménagements projetés doivent être conformes à des documents de référence. Par exemple, la décision de ne pas protéger une berge, pourra être prise pour les raisons suivantes :

- les érosions de berge ne mettront pas en péril l'activité de navigation ou une infrastructure à conserver ;
- rendre un espace de liberté au cours d'eau, dans l'objectif plus global de chercher à rétablir un équilibre morphodynamique, voire d'éviter une érosion à l'aval ;
- redonner de l'espace aux biotopes aquatiques.

Une fois le choix fait de protéger la berge, il faut entrer dans une logique de développement durable pour optimiser le choix de la technique. Il est essentiel de prendre en compte l'ensemble des aspects caractérisant le milieu (fonctionnement morphodynamique, caractéristiques de la voie d'eau, paysage urbain, rural, agricole, naturel), d'intervenir uniquement sur les zones où l'état de la berge et les enjeux associés le justifient, il est également important de ne pas surdimensionner la technique de protection.

La définition de la solution de protection de berges passera par une phase de diagnostic qui comprend les deux phases suivantes :

- le diagnostic technique et environnemental du site ;
- la définition des enjeux.

Diagnostic technique et environnemental du site

Ce diagnostic doit permettre de dresser un bilan de l'état actuel de la berge, de sa stabilité et de son potentiel environnemental. Il est nécessaire :

- de comprendre, évaluer et localiser les phénomènes de dégradation de la berge : actions hydrauliques et hydrodynamiques, zones préférentielles d'affouillements, dynamique de l'érosion (ponctuelle, récurrente, permanente...) ;
- d'observer les caractéristiques du milieu récepteur pour déterminer le fonctionnement écologique de celui-ci : interactions faune/flore, échanges entre milieu terrestre et aquatique, présence de frayères, de zones de refuge pour la faune, zones aquacoles proches, présence, type et état de la végétation ;
- de déterminer l'état physique de la berge et ses caractéristiques avec une distinction entre parties inférieures (immergées) et supérieures (émergées) : profondeurs d'eau, hauteur de berge immergée et émergée, pentes, présence de risberme, étendue des dégradations, présence et état des ouvrages, protections en place, type de sol, ... ;

Les données à recueillir pour cette étape et les suivantes sont d'ordre :

- géotechnique (type de sol, stabilité, ...) ;
- morphologique et morphodynamique (profils de la berge, profondeur d'eau,...) ;
- hydraulique (niveau d'eau théorique et réel pratiqués, courants, vagues, batillage, mouillage...) ;
- hydrologique (caractéristiques du bassin versant, régime des eaux, pluviométrie...) ;
- climatique (ensoleillement, exposition,...) ;
- environnemental (identification et recensement des espèces et des habitats à l'amont et à l'aval du site, cycle d'immersion et de submersion, ...) ;
- biologique, physique et chimique. Il est important de connaître les caractéristiques de l'eau (qualité de l'eau, présence de polluants, évaluation du transport solide ...) et les conditions de sol (potentiel hydrique, richesse en éléments nutritifs, texture, présence ou non d'argile, cohésion, degré d'humidité...) ;
- non technique (accessibilité, matériaux disponibles, périodes de mise à sec, contraintes sociales telles que les usages,...).

Définition des enjeux

Les enjeux sont définis à partir des contraintes du site et des besoins et exigences du gestionnaire de la voie navigable.

a) Identification des contraintes du site

Les contraintes sont les éléments dépendants de la législation ou du site et dont la prise en compte dans le projet ne peut être éludée. Les contraintes à identifier sont d'ordre social, économique, technique et environnemental. Il peut s'agir :

- de la sécurité publique ou la sécurité d'ouvrages autres que ceux des voies navigables (habitations, activités humaines, usages sur berges et voie d'eau avec fréquentation, routes, etc.) ;
- de la sécurité d'ouvrages des voies navigables (stabilité, dégradation des chemins de service, ouvrages d'art, digues...) ;
- du maintien des caractéristiques géométriques du chenal de navigation (diminution du mouillage ou de la largeur, par exemple) ;
- des emprises foncières (emprise du canal, chemins d'accès) ;
- du potentiel environnemental du site (espèces, habitats, paysage) ;
- du zonage environnemental : réserve naturelle, zone Natura 2000, site classé, espace boisé...

b) Définition des besoins et des exigences du gestionnaire

Les besoins du gestionnaire sont le socle incontournable des fonctions à remplir par l'ouvrage. Les exigences sont les objectifs spécifiques non réglementaires que s'impose le gestionnaire de voies navigables pour le projet, tels que la réalisation de fonctions non indispensables directement liées à son activité, la prise en compte d'objectifs de qualité technique, économique, environnementale non réglementaire, les besoins des autres acteurs et/ou maîtres d'ouvrages.

La technique de protection devra posséder a minima des qualités de stabilité, durabilité, intégration dans l'environnement, facilités de mise en oeuvre, d'entretien et de réparation compatibles avec les besoins du gestionnaire.

Les besoins du gestionnaire seront d'abord liés à l'objectif premier de la voie d'eau : assurer la navigation et les activités qui y sont associées (postes d'amarrage, zones éclusières...). Le gestionnaire prendra également en compte les activités annexes de la voie d'eau, généralement liées aux fonctions écologiques, aux loisirs, à l'agriculture, au paysage ou à la nature (aménagement de pistes cyclables ou de zones de pêche, création d'habitats, amélioration de la qualité des eaux, du paysage...).

Les étapes précédentes doivent permettre de dégager les enjeux du site, le degré d'urgence de l'aménagement à mettre en place ainsi que les contraintes et les facteurs influents qui pourraient limiter l'application d'un type de technique. Ce sera à l'issue d'une analyse multicritère et de la phase de conception que le choix définitif de la technique de protection de berges sera effectué.

8.4 Techniques de protection des berges

On peut distinguer les trois types de techniques de protection de berges suivantes :

- les *techniques en génie végétal* comme par exemple les fascines d'hélophytes ou le tressage, qui sont des techniques utilisant des végétaux vivants entiers ou parties. Ces techniques reposent sur l'aptitude des plantes utilisées à se multiplier, à fixer le sol par le développement de leur système racinaire et à dissiper l'énergie hydraulique par perte de charge au sein des textures végétales. Elles sont à privilégier dans les secteurs où les contraintes hydrauliques sont modérées et où les disponibilités foncières en crête de talus externe permettent un retalutage en pente douce ;
- les *techniques de protection issues du génie civil* dites « dures », qui sont justifiées dans les secteurs à fortes contraintes géométriques et hydrauliques. Ces techniques peuvent avoir des fonctions anti-érosives (enrochements, matelas gabions ...) ; de soutènement (murs gabions, palplanches, rideaux de pieux,...) ; d'étanchéité (palplanches, dispositifs d'étanchéité, ...) ;
- les *techniques mixtes*, qui sont une association d'éléments de techniques issues du génie civil et de techniques végétales (enrochements végétalisés ou tunage et plage plantée d'hélophytes, par exemple), permettant de combiner les atouts des techniques végétales et de techniques dites « dures » lorsque cela est nécessaire.

Toutes ces techniques apportent à la berge une résistance structurale, qui est obtenue par des procédés différents et sur des échelles de temps différentes suivant le type de technique. Pour les techniques en génie végétal, la résistance aux sollicitations hydrauliques est obtenue après une période d'une ou deux années, période optimale requise pour la reprise des racines et le développement des plants. Par opposition, les techniques en génie civil offrent une résistance immédiate.

Dans le tableau suivant, issu de la référence [1], sont présentées les principales techniques en génie végétal et celles issues du génie civil.

Il est important de noter que tout aménagement de protection de berges doit être conçu au cas par cas et pour un site donné.

Chapitre 8 - La protection des berges

Type	Technique	Cas d'utilisation	Intérêts majeurs	Limites majeures	Coût indicatif (hors travaux préparatoires)	Entretien
Techniques végétales	TECHNIQUES VÉGÉTALES	<i>Disponibilité foncière en crête et en talus externe, permettant un retalutage en pente douce.</i> <i>Contraintes hydrauliques modérées.</i> <i>Possibilités d'entretien.</i>	<i>Amortissement du batillage.</i> <i>Adaptables à de nombreuses morphologies de berges.</i> <i>Bonne intégration paysagère.</i> <i>Bonne transition entre milieu aquatique et milieu terrestre.</i> <i>Création d'habitats pour la faune et la flore et favorables à la grande faune (végétation, pentes douces).</i> <i>Contribution à l'épuration de l'eau (MES) et au « piégeage » des flottants après crue.</i>	<i>Protections inefficaces dans les zones aux contraintes hydrauliques fortes.</i> <i>Des berges trop raides et des disponibilités foncières insuffisantes limitent l'utilisation de ces techniques.</i> <i>Problèmes rencontrés avec les animaux fouisseurs notamment (ragondins).</i> <i>Aucun rôle d'étanchéité.</i>		
	Fascines de saules. Mise en place de fascines (fagots) de branches vivantes, fixées par une double rangée de pieux et recouvertes de terre végétale.	Stabilisation immédiate du pied de berge. Adapté aux niches (anses) d'érosion et irrégularités de la berge.	Limitation accrue des effets du batillage après reprise des saules (développement aérien et racinaire). Peut se réaliser avec des matériaux issus de l'entretien d'autres secteurs.	Peu de rôle de soutènement. Nécessite des quantités importantes de végétaux lors de la mise en œuvre. Sensible à la présence abondante de rongeurs. Accessibilité aux berges réduite. Limitation du gabarit de navigation en cas d'absence d'entretien.	50 à 95 €/ml. pour les fascines simples. (retour d'expériences auprès de VNF).	Important (recépage pour éviter un développement trop important des saules).
	Fascines d'hélophytes. Mise en place de mottes d'hélophytes, souvent au travers d'un treillis coco, et recouvertes de terre végétale.	Stabilisation immédiate du pied de berge. Adapté aux niches (anses) d'érosion.	Protection immédiate du pied de berge. Limitation accrue des effets du batillage après enracinement et développement du feuillage.	Rôle de soutènement minime. Protection moins résistante aux contraintes hydrauliques que la fascine de saules.	100-120 €/ml. (retour d'expériences auprès de VNF).	Limité. (vérification de la bonne reprise des hélophytes).
	Tressage ou clayonnage. Branches de saules entrelacées autour de pieux battus, formant un « mur » végétal.	Stabilisation de pied de berge. Adapté aux irrégularités de la berge.	Protection immédiate du pied de berge. Limitation accrue des effets du batillage et du marnage après enracinement et développement du feuillage.	Limitation du gabarit de navigation en cas d'absence d'entretien. Hauteur de protection relativement limitée.	40-50 €/ml. (guide VNF, 2001). 65 à 130 € pour les doubles rangées.	Important. (taille et sélection des rejets).

Chapitre 8 - La protection des berges

Type	Technique	Cas d'utilisation	Intérêts majeurs	Limites majeures	Coût indicatif (hors travaux préparatoires)	Entretien
Techniques Végétales	Peigne. Enchevêtrement de branches, troncs, solidement attachés et fixés à la berge, permettant de combler l'encoche d'érosion et de piéger les alluvions.	Adaptée aux cours d'eau charriant beaucoup d'alluvions. Pied de berge sapé ou sous-cavé. Berge affouillée. Comblement d'anse d'érosion.	Mise en place possible toute l'année (étiage recommandé). Souvent utilisé en complément d'autres techniques pour le piégeage des sédiments.	Application sur des cours d'eau avec un important transport d'alluvions fines et des crues fréquentes.	30-50 €/m ³ (Lachat, 150F en 1994).	Limité.
	Lits de plançons. Disposition, côte à côte et sur plusieurs paliers, de branches vivantes et/ou de plants enracinés.	S'applique plus particulièrement sur des berges présentant des risques de glissement, avec des pentes assez raides et des hauteurs pouvant être élevées.	Consolidation rapide (protection immédiate), effet anti-sapement, piégeage des sédiments. Enracinement profond et dense. Peut se réaliser avec des matériaux issus de l'entretien d'autres secteurs.	Nécessité d'entretien. Le développement de la végétation peut entraîner des fermetures du paysage. Sensible à la présence abondante de rongeurs. Peu de rôle de soutènement.	31 à 80 €/ml (prix HT donné par BIEF) 15-25 €/ml/étage (guide VNF).	Important (taille et sélection des rejets).
	Couches de branches (tapis vivant). Plaquage de couches de branches vivantes (dont la base est recouverte de terre) contre la berge, pour dissiper le courant et permettre un dépôt d'alluvions.	Berges érodées nécessitant une protection de surface. Berges soumises à une forte traction.	Protection immédiate de la berge. Préserve le caractère naturel de la berge. Peut se réaliser avec des matériaux issus de l'entretien d'autres secteurs. Intéressant en complément d'autres techniques pour piégeage des sédiments. Forme une ceinture dense et durable capable de résister à de fortes crues.	Ne protège pas le pied de berge. Nécessité d'entretien. Difficultés pour avoir une diversification des espèces (ligneuses) pendant les premières années. Entraîne une fermeture du paysage. Sensible à la présence des rongeurs en phase initiale. Peu de rôle de soutènement.	70 à 150 €/ml 50-75 €/ml (guide VNF).	Important (taille des rejets, éclaircie des pousses).
	Caissons végétalisés. Ils sont constitués de rangées parallèles de rondins en bois sur lesquelles sont fixées des rondins perpendiculaire formant des caissons. L'ensemble est orienté côté berge. Chaque étage est remblayé de matériaux terreux végétalisés.	Peut être réalisé sur des pentes très raides, fortement sapées et caractérisées par des terrains instables (glissements), même s'il y a peu de place pour la protection. La réalisation par étages successifs permet d'adapter la hauteur de l'ouvrage à toute situation. Application dans les situations où aucune autre technique végétale ne peut être utilisée à cause de fortes pentes.	Protection très résistante et immédiate de la berge. Hauteur de protection adaptable. Rôle de soutènement. Compatible avec le développement de la flore rivulaire. Bonne intégration paysagère.	Difficultés de mise en œuvre avec des remblais en eau. Coûts élevés de mise en œuvre. Nécessite des terrassements importants et de l'espace.	Coût élevé 140 à 300 €/m ³ mis en œuvre. 200 à 300 €/ml. (guide VNF).	Limité (une tonte par an sur le haut de talus).

Chapitre 8 - La protection des berges

Type	Technique	Cas d'utilisation	Intérêts majeurs	Limites majeures	Coût indicatif (hors travaux préparatoires)	Entretien
Techniques végétales	Boudins d'hélophytes. Boudins en géotextile de coco remplis de matériaux terreux et plantés d'hélophytes. Ils peuvent être préfabriqués et ensemencés ou réalisés et plantés sur place.	Berges sans hauteur, soumises à une érosion par batillage, ne nécessitant pas de soutènement.	Atténue la vague due au batillage. Facilité d'adaptation aux irrégularités de la berge.	Cette technique demande un complément de réalisation en pied ou en partie supérieure du talus par exemple pose de treillis de géotextile et de plantation complémentaires.	120 €/ml.	Limité (une tonte par an sur le haut de talus).
	Géotextile (matériau complémentaire). Revêtement superficiel biodégradable constitué de fibre naturelles (jute, fibre de coco, de laine de bois, de coton, de lin, de roseaux...) ou matériau non dégradables (tissé, non tissé).	Dans les techniques végétales ou mixtes, les géotextiles accroissent la résistance de l'ouvrage dès la fin de sa mise en œuvre, pendant la période où les végétaux n'ont pas encore acquis un développement suffisant.	Protection de la couche superficielle de la berge contre l'érosion. Renforcement de la stabilité du talus et de l'ouvrage. Action de filtre retenant les particules fines de la berge.	Ancrage nécessaire du géotextile au sommet de la berge dans une tranchée, et fixation au talus au moyen d'agrafes (40 à 80 cm de profondeur).	2 à 10 €/ml. (source TenCate).	Limité (vérification de la bonne fixation).
	Géogrille (matériau complémentaire). Revêtement superficiel non dégradables constitué de matériaux de synthèse (nylon, polyester...), permettant le développement de la végétation et favorisant la croissance et l'ancrage racinaire.	Peut être utilisée de façon individuelle ou en complément à des techniques végétales et/ou minérales.	Protection des talus contre l'érosion superficielle (eaux de pluie, ruissellement).	N'est efficace que dans des zones avec un faible batillage ou sur les terrains marneux ou argileux (peu de frottement). Nécessite une fixation par brochage métallique.	2 à 10 €/ml. (source TenCate).	Limité (une tonte par an sur le haut de talus).

Chapitre 8 - La protection des berges

Type	Technique	Cas d'utilisation	Intérêts majeurs	Limites majeures	Coût indicatif (hors travaux préparatoires)	Entretien
Techniques de génie civil	TECHNIQUES ISSUES DU GENIE CIVIL	<i>Contraintes hydrauliques fortes. Disponibilités foncières limitées. Enjeux importants.</i>	<i>Protections efficaces dans les zones à fortes contraintes géométriques et hydrauliques. Protection immédiate de la berge.</i>	<i>Réduisent au minimum les échanges entre milieux terrestre et aquatique entre les hydrosystèmes. Atteintes aux fonctionnalités écologiques des berges et des digues (flore et faune), intérêt paysager réduit. Faible atténuation de l'agitation du plan d'eau. Techniques soumises à des contraintes réglementaires.</i>		
	Gabions et matelas-gabions. Structures en grillage métallique double ou triple torsion dont le remplissage est effectué avec des matériaux pierreux.	Digue avec forts enjeux. Pentes douces (2/1 au minimum). Couche de protection d'un système d'étanchéité.	Adaptation aux déformations des terrains notamment pour les matelas gabions. Soutènement efficace des talus (gabion « boîte » et rôle drainant intéressant dans la stabilisation des terrains notamment pour les gabions. La pénétration de l'eau à l'intérieur de la protection de berge autorise le développement d'une activité biologique entre milieu aquatique et milieu terrestre.	Artificialisation du milieu et réduction des habitats. Réduction des possibilités de franchissement du canal par la faune terrestre (parfois à l'origine de la mort des animaux par noyade). Risque d'érosions accru en amont et aval immédiats de l'ouvrage. Nécessite des terrassements importants.	Gabions : 350 à 500 €/ml. Matelas gabions : 150 à 250 €/ml.	Faible.
	Enrochements naturels. Couche de matériaux granulaire.	Protection de pied de berges. Pentes douces (2/1) au minimum.	Possibilité de création d'abris pour la faune aquatique. Autorisent le franchissement par la faune terrestre.	Nécessite de l'espace. N'est pas favorable au développement d'une flore rivulaire diversifiée. Aucun rôle d'étanchéité et de soutènement.	60-100 €/tonne.	Faible (surveillance tenue des blocs).
	Enrochements naturels liés avec du coulis de ciment ou du bitume.	Secteurs à courant, et batillage très important. Digue avec forts enjeux.	Utilisation sur des pentes plus raides que celles des protections classiques en enrochements. Utilisation de matériaux de taille inférieure à ceux des protections en enrochements classiques et réduction de l'épaisseur de la protection.	Artificialisation du milieu et réduction des habitats. Rôle d'étanchéité faible (variable suivant la quantité et le type de produit injecté).		Faible.

Chapitre 8 - La protection des berges

Type	Technique	Cas d'utilisation	Intérêts majeurs	Limites majeures	Coût indicatif (hors travaux préparatoires)	Entretien
Techniques de génie civil	Palplanches métalliques. Rangée de pieux en métal battus en terre en s'enclenchant aux pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales.	Digue avec forts enjeux. Besoins en étanchéité.	Assurent une protection efficace de l'ouvrage, en préservant le rectangle de navigation. Faible emprise. Rôle de soutènement et d'étanchéité.	Artificialisation du milieu et réduction des habitats. Interdit tout échange latéral entre le milieu aquatique et la berge. Interdit le franchissement du canal par la faune, provoquant la noyade des animaux (possibilité d'installer des échelles pour la faune).	Généralement 400 à 1250 €/ml.	Faible.
	Revêtement en béton bitumineux, dispositif d'étanchéité par géomembrane.	Digues avec forts enjeux. Besoins en étanchéité.	Rôle d'étanchéité.	Artificialisation du milieu et réduction des habitats. Interdit tout échange latéral entre le milieu aquatique et la berge.	100 €/tonne (béton bitumineux).	Faible.
	Tunage. Pieux derrière lesquels sont placés horizontalement des troncs et/ou des rondins.	Berges exposées aux courants majeurs. Anses d'érosion.	Intéressant si on dispose de remblais pour reprofiler la berge en paliers. Protection solide et compacte. S'intègre relativement bien en secteur péri-urbain. Favorable à la flore rivulaire.	Durée de vie limitée (de 5 à 10 ans). Rôle de soutènement faible. Ne crée pas d'abri pour la faune aquatique.	100 à 130 €/ml.	Limité (une tonte par an sur le haut de talus).
	Systèmes préfabriqués. Systèmes non liaisonnés ou imbriqués comme les systèmes de plaques alvéolées en béton fixées sur géotextile ou les blocs béton liaisonnés par câble ou nappes et matelas géotextiles.	En section canalisée de préférence. Pentes inférieures à 2/1.	Aspect relativement naturel une fois végétalisé.	La mise en place en eau est compliquée. Privilégier la mise à sec du bief (1 mois). Sans rôle d'étanchéité. Protection superficielle, résultat très tributaire de la qualité du substrat (ou des sous couches/filtres).	160 €/ml.	Faible à limité (une tonte par an sur le haut de talus).
	Graves agglomérées par de la résine Carapace de graves mélangées avec du polyuréthane (épaisseur 10-20 cm).	Protection de surface.	Atténuation des vagues de batillage. Approvisionnement en matériaux plus simple que pour des enrochements.	Mise en œuvre : dispersion possible des éléments ; nécessité de mise à sec. Certification en cours pour la non interaction entre polyuréthane frais et milieu aquatique.		Faible

8.5 Conception d'une technique de protection des berges

Détermination des sollicitations hydrauliques, de la stabilité de la berge et du potentiel environnemental du site

Avant de procéder à la conception géométrique et au dimensionnement de la technique de protection de berges, il est important d'évaluer les sollicitations hydrauliques, la stabilité de la berge et le potentiel environnemental du site.

a) Les sollicitations hydrauliques

Il s'agit d'évaluer les vitesses de courant, l'amplitude de variation du plan d'eau et la hauteur des vagues.

Trois cas peuvent se présenter :

- le cas où les phénomènes naturels sont prépondérants par rapport aux phénomènes liés à la navigation (crues, zones de remous à l'aval de barrage,...) ;
- le cas où les phénomènes liés à la navigation en section courante sont prépondérants par rapport aux phénomènes naturels. Le courant de retour et le batillage seront alors dimensionnants ;
- le cas des zones particulières où les bateaux manoeuvrent ou s'approchent de la berge, ce seront les effets des jets d'hélices qui devront être pris en compte.

b) Stabilité de la berge

Pour connaître la stabilité de la berge, il sera nécessaire au préalable de déterminer :

- l'état physique du sol : poids volumique, teneur en eau, porosité, granulométrie, indices de plasticité, taux de compactage... ;
- les caractéristiques hydrauliques du sol : perméabilité, succion, gradients... ;
- les caractéristiques mécaniques du sol : cohésion, angle de frottement, contraintes de consolidation ...

Ensuite, la stabilité de la berge par rapport aux mécanismes de cisaillement et d'érosion pourra être évaluée à partir des formules classiques de la géotechnique, de formules empiriques ou de logiciels de calcul.

c) Le potentiel environnemental du site

Le potentiel environnemental du site consiste à connaître :

- le potentiel de croissance offert par le sol à la végétation. Il s'agit de la potentialité de développement des racines qui varie avec les caractéristiques physiques du sol (texture du sol, degré d'humidité du sol, aération), chimiques et aqueuses (pH, concentration et apport en éléments nutritifs pour les végétaux, substances en concentrations toxiques) ;
- la faune terrestre et aquatique devant vivre dans la zone stabilisée ainsi que ses effets négatifs et positifs sur les divers systèmes envisagés.

Il est à noter que la connaissance des espèces présentes sur le site pourra permettre d'accéder à des informations relatives aux conditions locales de vie végétale et d'indiquer notamment le type de plantes adaptées aux conditions existantes.

Une étude des fonctions environnementales du site permettra de mieux appréhender le rôle du milieu en terme de biens et de services rendus. Elle pourra permettre une meilleure prise en compte du milieu vivant en vue d'améliorer sa qualité.

Conception géométrique du profil de berge

Tout aménagement de protection de berges doit être conçu au cas par cas. Il n'est pas possible, en particulier, de transposer un aménagement efficace d'un site à l'autre. Enfin, il est essentiel de privilégier les aménagements avec pentes douces.

La conception devra tenir compte des souhaits et enjeux liés aux usages, aux loisirs, au milieu naturel, au paysage, à l'agriculture, etc. C'est en étudiant et en pondérant ces exigences que l'espace nécessaire sera déterminé. L'inclinaison des berges sera ensuite fonction de la stabilité du sol de la berge, du type de protection envisagé et de la largeur disponible de part et d'autre de la voie navigable ainsi que de la largeur minimale du chenal.

a) Détermination du profil d'équilibre

La conception doit autant que possible respecter le profil d'équilibre de la berge susceptible d'apparaître en l'absence de protection.

Dans le cas des rivières, le profil d'équilibre peut être déterminé en collaboration avec des ingénieurs géotechniciens et hydrauliciens, compte tenu en particulier de la stabilité géotechnique interne et externe et d'un éventuel affouillement en période de crue, ainsi que d'autres éléments relevant de la dynamique fluviale.

Sur des voies navigables relativement rectilignes dotées d'un profil normal ou supérieur à la normale, la partie de la section dépassant en profondeur deux fois la hauteur de la vague de calcul H_{\max} peut être en équilibre dynamique. Sous réserve que le dragage d'entretien ne perturbe pas le profil, il suffira alors de protéger la berge sur une hauteur légèrement supérieure à deux fois la hauteur de la vague de calcul (traits interrompus sur la figure 8.5). Dans les courbes ou dans les zones très sollicitées, il sera préférable de prévoir une protection totale jusqu'en pied de berge.

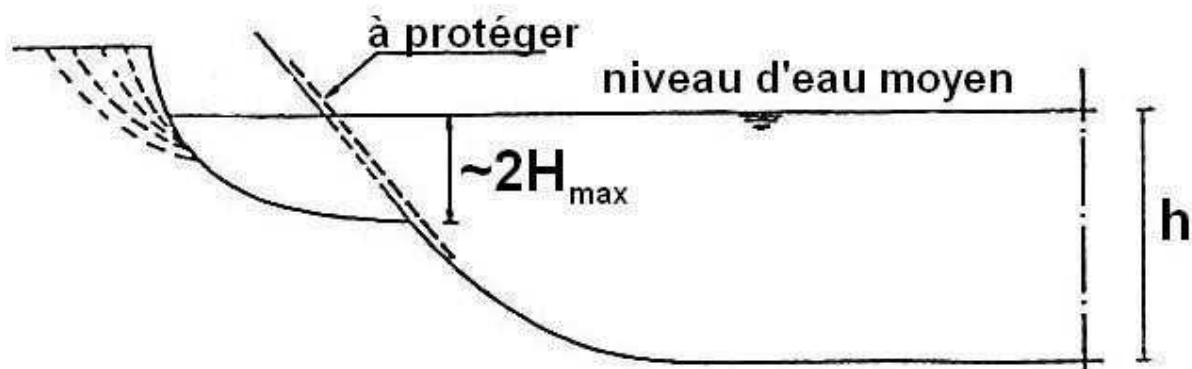


Figure 8-5 Profil en travers d'une berge

b) Conception géométrique des techniques mixtes et végétales

La figure 8.6 présente des exemples de profils en travers envisageables pour des techniques mixtes ou végétales.

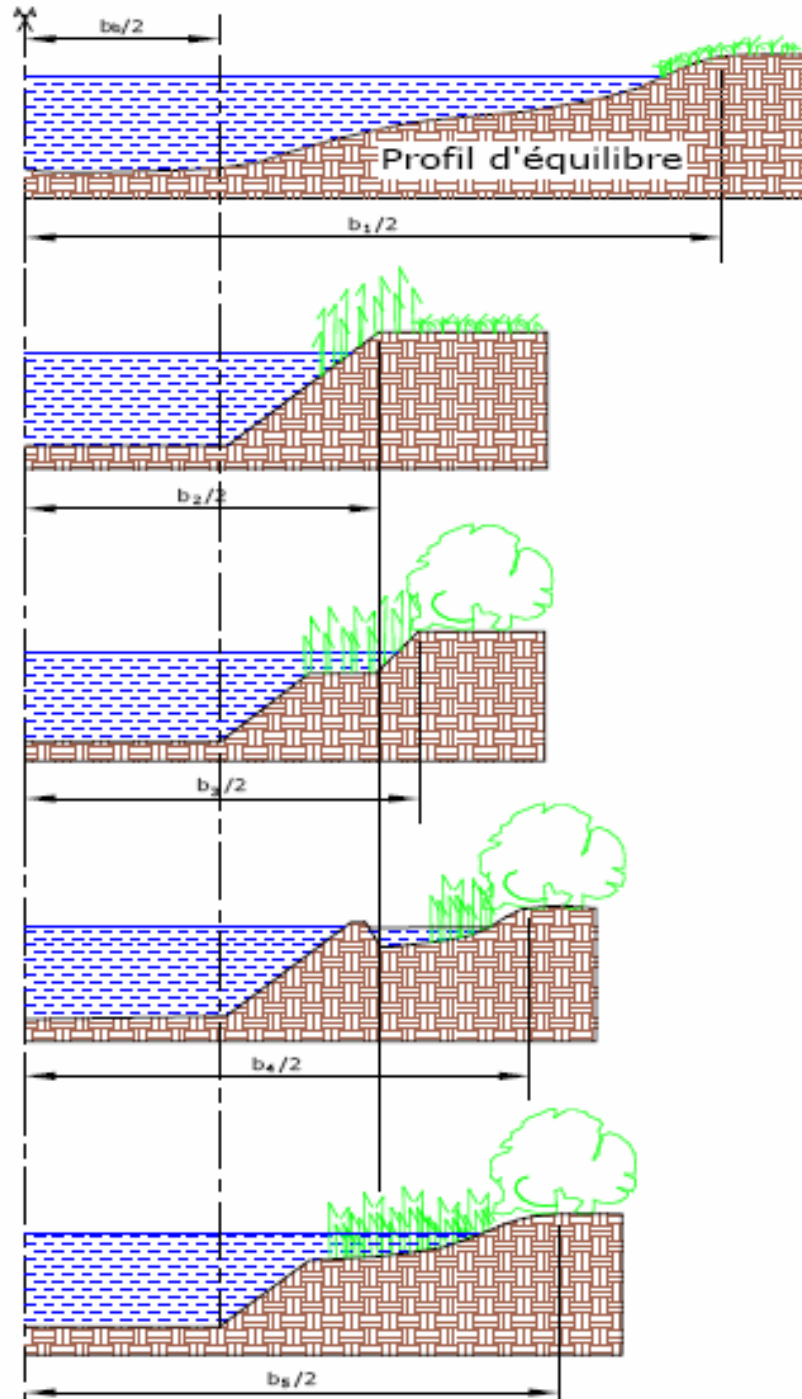


Figure 8-6 Exemples de profils en travers pour des techniques mixtes ou végétales [1]

Pour accroître l'efficacité des protections de berges par génie végétal dans les zones fortement sollicitées, des solutions atténuant considérablement l'énergie de la vague comme les

risbermes ou les merlons peuvent être mises en place en avant du pied de berge. Ce type d'aménagement doit évidemment faire l'objet d'études, afin que l'ouvrage ne déplace pas l'érosion de la berge vers un autre secteur par déplacement des contraintes hydrauliques. En ce qui concerne les risbermes, une étude de la Compagnie Nationale du Rhône et des expérimentations menées par le STCPMVN¹ sur la Deûle et la Lys à la fin des années 90, ont montré que :

- à emprise sensiblement égale les profils présentant une risberme permettaient un meilleur amortissement des mouvements hydrauliques à l'approche de la rive ;
- la réalisation d'une risberme contribuait sensiblement à l'efficacité du futur développement des espèces implantées.

Pour créer des aménagements écologiques, des ouvrages d'amortissement des vagues peuvent être interposés entre la berge et le cours d'eau. Si la largeur disponible de la voie navigable est grande ou si la charge due aux vagues est très faible, l'ouvrage d'amortissement peut n'être que temporaire (sujet à l'érosion ou biodégradable). La crête de cet amortisseur de vagues pourra être située à environ $H_{\max}/2$ au-dessus du plan d'eau (H_{\max} étant la hauteur maximale des vagues) et la partie arrière de l'ouvrage devra être protégée contre l'érosion due à son franchissement.

c) Conception géométrique des techniques de génie civil

Dans la mesure du possible, il sera conseillé d'éviter les éléments verticaux, tels que les palplanches ou les panneaux en géotextile, car ils constituent une barrière écologique et créent une réflexion de l'énergie de la vague, engendrant ainsi des vagues hautes.

Suivant les caractéristiques du site, la protection de berge pourra être partielle, totale ou être associée à une solution de soutènement et/ou à une solution d'étanchéité.

La figure 8.7 ci-après présente des exemples de profils en travers envisageables pour des techniques de génie civil.

Dimensionnement - choix des matériaux et des végétaux

a) Techniques végétales

Avec l'utilisation des techniques en génie végétal, de multiples possibilités sont envisageables pour une même section à protéger. L'essentiel dans la définition et le dimensionnement de la protection en génie végétal est de bien connaître la fonction de chaque élément de protection, pour ensuite créer une combinaison adaptée aux diverses situations. Par exemple :

- les géotextiles servent à renforcer les caractéristiques mécaniques du sol ou à retenir les éléments fins, ou à protéger de l'érosion superficielle par l'eau ;
- la toile coco permet de protéger des affouillements et les jeunes plants des espèces végétales plantées ;
- les fagots de bois morts permettent de piéger les sédiments. Si, le transit sédimentaire est suffisant, il peut être envisageable d'organiser une protection

¹ Service technique central des ports maritimes et voies navigables (ex-CETMEF)

uniquement par la fixation de fagots à l'aide de pieux, dans une anse d'érosion par exemple ;

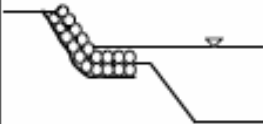
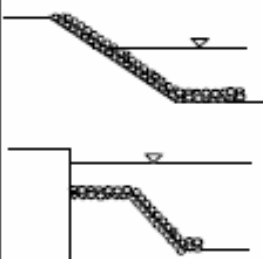
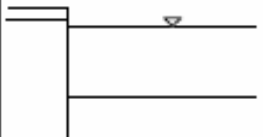
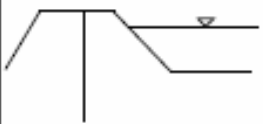
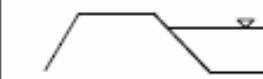
TYPE DE PROTECTION	DOMAINE D'UTILISATION	CONTRAINTES	EXEMPLES DE DISPOSITIFS
<u>Protection partielle</u> 	<ul style="list-style-type: none"> ●Phénomène de surface prépondérants (batillage). 	<ul style="list-style-type: none"> ●Disponibilité d'emprise (risberme). 	<ul style="list-style-type: none"> ●Enrochements ; ●Rideaux alternés de palplanches ; ●Tunages bois ; ●Tunages géotextiles ; ●Gabions, matelas gabions ; ●Gabions géotextiles ; ●Techniques végétales.
<u>Protection totale</u> 	<ul style="list-style-type: none"> ●Courant de retour, courant naturel importants ; ●Phénomènes dans les courbes des rivières (évolution de la morphologie fluviale). 	<ul style="list-style-type: none"> ●Disponibilité d'emprise (risberme et/ou pente de talus). 	<ul style="list-style-type: none"> ●Enrochements ; ●Matelas gabions ; Rideaux alternés, gabions ou tunages et protection de risbermes en enrochements ou matelas gabions.
<u>Protection totale + soutènement</u> 	<ul style="list-style-type: none"> ●Courant de retour, courant naturel importants ; ●Phénomènes dans les courbes des rivières (évolution de la morphologie fluviale). 	<ul style="list-style-type: none"> ●Emprise imposée et réduite ; ●Accostage de bateaux. 	<ul style="list-style-type: none"> ●Rideaux de palplanches autostables/ancrés ; ●Murs poids en gabions.
<u>Ecran vertical étanche</u> 	<ul style="list-style-type: none"> ●Fuites : si horizon imperméable en fondation de digue ; ●Stabilité (érosion régressive, stabilité d'ensemble) ; ●Érosion de berges. 		<ul style="list-style-type: none"> ●Rideaux de palplanches (positionné en rive pour la protection des berges contre l'érosion) ; ●Injection de coulis bentonite-ciment
<u>Étanchéité amont</u> 	<ul style="list-style-type: none"> ●Fuites ; ●Et conséquences sur la stabilité (érosion régressive, stabilité d'ensemble) ; ●Érosion des berges. 	<ul style="list-style-type: none"> ●Mise en œuvre en chômage. 	<ul style="list-style-type: none"> ●Dispositif d'étanchéité par géomembrane ; ●Béton bitumineux ; ●Béton de ciment ou autres.

Figure 8-7 Exemples de profils en travers pour des techniques de génie civil [1]

– les pentes douces avec plantation d'herbacées d'espèces diverses permettent de freiner et d'amortir les vagues, et créent des niches écologiques.

Il sera essentiel de protéger le pied de berges, de couvrir au maximum les sols et de favoriser le mélange des espèces végétales.

● *Conception du pied de berges*

Le pied de berge pourra être protégé par l'un des dispositifs suivants :

- géotextiles putrescibles dans lequel seront implantés les végétaux ;
- fagots de bois morts ayant pour fonction de piéger les sédiments et de favoriser le développement des végétaux vivants ;
- enrochements ou fascinage pour résister aux sollicitations hydrauliques.

● *Choix des végétaux*

Les espèces végétales peuvent être de différents types selon la fonction recherchée (résistance aux courants, au piétinement, aux submersions permanentes ou temporaires,...).

Lors du choix des végétaux, il est indispensable de prendre en compte les données relatives aux variations du plan d'eau puisque chaque espèce est adaptée à un certain degré d'immersion pour lequel sa croissance est optimale. Il est recommandé de privilégier la diversité végétale et d'être vigilant à la compatibilité inter-espèces pour éviter qu'une espèce colonise l'ensemble du site. Seules les compétences d'un spécialiste ou d'un botaniste confronté aux conditions du site, permettra de dresser un zonage des espèces et d'optimiser ainsi le pourcentage de reprise (puis de résistance) des espèces végétales. Il est conseillé de retenir des espèces autochtones, recensées au cours de l'étude de site mais également d'importer des espèces équivalentes dont certaines caractéristiques essentielles à la protection de berge seront plus performantes : meilleure rigidité des feuilles soumises à un courant et à des vagues, développement racinaire profond ou dense, meilleure résistance aux immersions...

En bref, les végétaux retenus pour le projet devront :

- croître de manière dense ;
- constituer une barrière continue d'amortissement des vagues et résister aux effets de la navigation ;
- avoir une emprise limitée sur le cours d'eau pour ne pas être un obstacle à la navigation ;
- être au moins compatibles avec la présence des autres éléments nutritifs issus du cours d'eau et s'accommoder d'un dépôt éventuel de sédiments (dépendant du type de cours d'eau) ;
- avoir été choisis en considérant les facteurs bioclimatiques (ensoleillement, vent dominant, température) ;
- être entretenus, ou au moins surveillés quant à leur reprise.

b) Techniques de génie civil

Pour le dimensionnement de techniques de génie civil, il faut se reporter aux ouvrages de références dans le domaine, comme notamment ROSA 2000. Dans le cas particulier de protection en palplanches, il est possible d'avoir recours à de nombreux logiciels de calculs.

- *Cas particulier des protections en enrochements*

Dans le cas particulier des solutions en enrochements, il sera important de dimensionner les couches de filtre et de protection en se référant au guide enrochement [5]. Pour les filtres granulaires, il faudra notamment vérifier les conditions de non entraînement des particules, de perméabilité et de ségrégation. Pour les filtres géotextiles, il faudra spécifier les caractéristiques fonctionnelles telles que la permittivité et l'ouverture de filtration. Pour le choix des matériaux de protection, il faudra d'abord déterminer le diamètre médian des blocs puis le fuseau granulométrique (référence aux normes en vigueur pour la blocométrie). L'épaisseur de la couche de protection, devra être au minimum égale à deux fois le diamètre moyen des blocs. Des pentes adaptées devront être retenues et un dispositif de butée de pied ou de bêche en pied pourront être prévus.

- *Choix des matériaux*

Pour les spécifications relatives aux matériaux, il faut se reporter aux normes en vigueur.

8.6 Références

- [1] *Aménagement des berges des voies navigables*, CETMEF, 2009
- [2] *Considerations to reduce environmental impacts of vessels*, rapport du groupe de travail n°99 AIPCN, 2008.
- [3] *La maintenance et la restauration des ouvrages de voies navigable - Ouvrages de section courante*, ISL, Formation ENPC, 2008.
- [4] *Bulletin n°88, Principles for the design of bank and bottom protection for inland waterways*, Karlsruhe, BAW, 2005.
- [5] *Guide Enrochement. L'utilisation des enrochements pour les ouvrages hydrauliques. Version française du Rock Manual*, CIRIA, CUR, CETMEF (2009).
- [6] *Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique (ROSA 2000) – fascicule digues des voies navigables*, CETMEF, 2000.
- [7] *Ouvrages de navigation et écoulements souterrains*, CETMEF, 2002.
- [8] *Digues et berges des voies navigables*, CETMEF, 2010.

9 Les barrages fixes¹

Il existe une quantité constante d'eau sur terre. Seule une petite part de cette eau est douce et propre à la consommation humaine, à l'irrigation des champs et à l'usage industriel. Nous recevons une quantité fixe d'eau de pluie et seule une petite partie arrose effectivement le sol. De celle-ci, un pourcentage significatif ruisselle jusqu'aux cours d'eau et aux rivières pour aller ensuite se déverser dans les océans. Tout ceci ne laisse qu'une quantité bien faible d'eau disponible pour l'usage des hommes et pour l'infiltration dans le sol permettant de remplir les nappes souterraines, ce qui rend plus que nécessaires la collecte, le stockage et la gestion de l'eau dans des retenues.

Comme vous le savez sans doute, l'eau de pluie n'est pas répartie de façon égale selon les saisons ou les lieux et, comme il existe un déséquilibre entre l'offre et la demande, il est primordial de gérer cette eau avec soin.

Les barrages sont construits pour stocker et contrôler l'eau pour l'approvisionnement domestique, l'irrigation, la navigation, les loisirs, le contrôle de la sédimentation, le contrôle des crues et l'énergie hydroélectrique. Quelques-uns n'ont qu'une seule fonction et sont alors connus sous le nom de « barrages à objectif unique ». Aujourd'hui, on construit les barrages pour répondre à de multiples fonctions ; ce sont les « barrages à buts multiples ».

Un barrage de ce type est un ouvrage capital et rentable pour le développement des nations car il apporte à la population de multiples avantages domestiques et économiques à partir d'un seul investissement. C'est la pierre angulaire du développement des ressources en eau d'un bassin hydrographique.

La plupart des barrages référencés par la CIGB (ou ICOLD)² [1] sont des barrages à objectif unique (71,7 %) mais il y a de plus en plus de barrages à buts multiples (28,3 %). Aujourd'hui, l'irrigation est l'objectif premier, d'après le registre de la CIGB. Le registre de la CIGB permet d'obtenir la répartition suivant des usages des barrages :

- 48,6 % irrigation
- 17,4 % énergie hydroélectrique
- 12,7 % approvisionnement en eau
- 10 % contrôle des crues
- 5,3 % loisirs
- 0,6 % navigation et pisciculture
- 5,4 % autres

9.1 Types de barrages

Il existe différents types de barrages: les barrages poids, les barrages voûtes, les barrages à contreforts.

¹ Ce chapitre a été rédigé en collaboration avec le Professeur Sarghiuta (UTCB), collaborateur scientifique de l'ULG (ANAST).

² Commission Internationale des Grands Barrages

Les barrages constituent un élément décisif et essentiel des infrastructures, ils doivent donc répondre à des critères spécifiques sur les plans technique et administratif et assurer ainsi sécurité, efficacité et économie de l'opération. La conception, la construction et le fonctionnement de tous les barrages doivent être conformes aux spécifications techniques et administratives :

Spécifications techniques d'un barrage :

- Le barrage, les fondations et les appuis doivent être stables, quelle que soit la charge (quel que soit le niveau du réservoir ou en cas de tremblements de terre).
- Le barrage et les fondations doivent être suffisamment étanches et il faut avoir le moyen de contrôler les fuites pour en assurer le fonctionnement en toute sécurité et maintenir la capacité de stockage.
- Le barrage doit être suffisamment haut pour empêcher les vagues de passer par dessus bord et, dans le cas d'un barrage en remblai, doit avoir une revanche supplémentaire pour tenir compte des tassements du barrage et de sa fondation.
- Le barrage doit avoir une capacité suffisante d'évacuation de crues et de restitution pour empêcher tout débordement du réservoir en cas de crues extrêmes.

Spécifications administratives d'un barrage :

- Une consigne pour son fonctionnement et sa maintenance.
- Des instruments de mesures adaptés pour connaître son comportement.
- Une consigne de surveillance et d'auscultation du barrage et des ouvrages annexes.
- Un plan d'action en cas d'urgence.
- La valorisation de l'environnement naturel.
- Des inspections périodiques, ainsi qu'une révision globale, permettant d'évaluer le barrage et d'opérer des modifications si nécessaires.
- Tous les documents (plans, notes de calcul...) de la conception et de la construction, et tous les rapports sur l'ouvrage.

9.1.1 Barrage poids

Le barrage poids résiste à la poussée de l'eau grâce à son propre poids; il est généralement de profil triangulaire. Son poids doit être suffisant pour qu'il ne glisse pas sur sa fondation et ne bascule sur lui-même.

Il est soumis principalement à deux forces :

- une force horizontale F qui est la poussée de l'eau
- une force verticale V qui stabilise
- le barrage

Les barrages poids ont une origine des plus anciennes. Les premiers barrages poids étaient des murs et leur profil ressemblait à un rectangle.

Cette forme ne conduisait pas à l'économie maximale pour un degré de sécurité donné.

Maintenant, le profil se présente sous la forme d'un massif triangulaire avec un parement amont vertical ou presque. Le parement aval étant incliné.

Il faut construire ce type de barrages sur un sol rocheux, de bonne qualité.

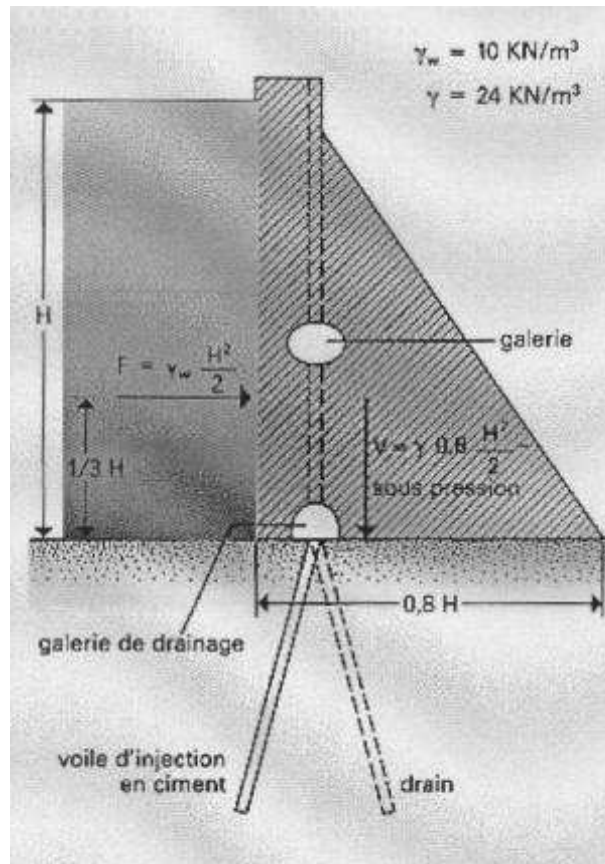


Figure 9-1 Coupe transversale d'un barrage-poids

Le rapport F/V est caractéristique de la stabilité; il doit être inférieur à 0,75 pour avoir le moins de risque que le barrage glisse ou bascule autour de l'arête aval. Pour que la force V reste proportionnelle à la hauteur de l'eau retenue, le barrage est équipé d'un système de drainage. Le barrage est coupé par un joint tous les 15 mètres pour permettre des dilatations et des contractions sans produire des fissures. Il est principalement utilisé dans de large vallée. Le barrage poids est un barrage d'avenir. La mise au point du béton compacté au rouleau (BCR) a permis de réduire considérablement le délai de construction et d'atteindre une économie de 20 à 30 % sur la technique traditionnelle.

Dans cette dernière, le béton était approvisionné par une grue, dans le BCR, le béton est amené par camions ou tapis roulant et est compacté par des compacteurs vibrants. Un barrage en BCR peut donc être monté en 3-4 mois. Le barrage-poids le plus haut est celui de la grande Dixence en Suisse.

9.1.2 Barrage voûte

Sa stabilité est due principalement à sa forme et non à sa masse. Un barrage voûte s'arc-boute sur les flancs de la vallée et lui transmet les forces provenant de la poussée de l'eau. Ce type de barrage est soumis continuellement à des déformations mais ils sont les plus sûrs car les résistances mécaniques du béton et de la roche d'appui sont les critères de sécurité.

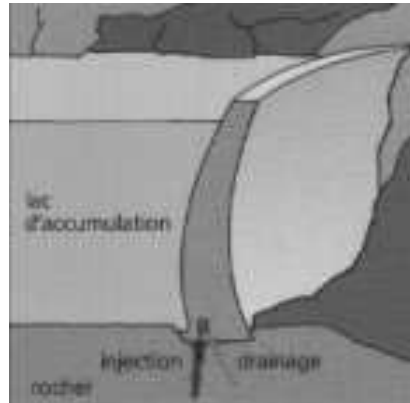


Figure 9-2 Barrage voûte [2]

Le barrage voûte contient moins de béton que le barrage poids. Un barrage voûte s'arc-boute sur les flancs de la vallée et lui transmet les forces provenant de la poussée de l'eau. Comme les barrages poids, les barrages voûtes sont construits en blocs séparés par joint qui doit être rempli par injection de ciment pour que l'arc soit continu et puisse transmettre aux rives la poussée. Les barrages voûtes sont implantés dans des vallées étroites mais on arrive à en construire dans des vallées de plus en plus larges.

Les premières voûtes ont fait leur apparition vers la moitié du 20ème siècle.

Grâce à des méthodes de calcul de plus en plus puissantes, les formes se sont allégées de manière à économiser de la matière et faire travailler la structure au maximum de ses possibilités. Les arcs circulaires sont devenus paraboliques, elliptiques ... les parements à double courbure ont été généralisés.

Les barrages voûte sont construits par plots indépendants. Ceux-ci sont clavés en fin de construction de manière à rendre la voûte monolithique et à solliciter, lors de la mise en eau, à la fois les arcs et les consoles qui sont les plots de construction. La stabilité de ces barrages dépend essentiellement de la capacité (de résistance, de rigidité) de leur fondation à supporter des efforts concentrés au droit des appuis, efforts liés à l'encastrement de la structure, à la poussée des arcs, mais aussi, pour les voûtes minces aux fortes sollicitations hydrauliques dues à la finesse de la structure.

La présence des culées peut toutefois permettre un report plus aisé des efforts sur les rives.

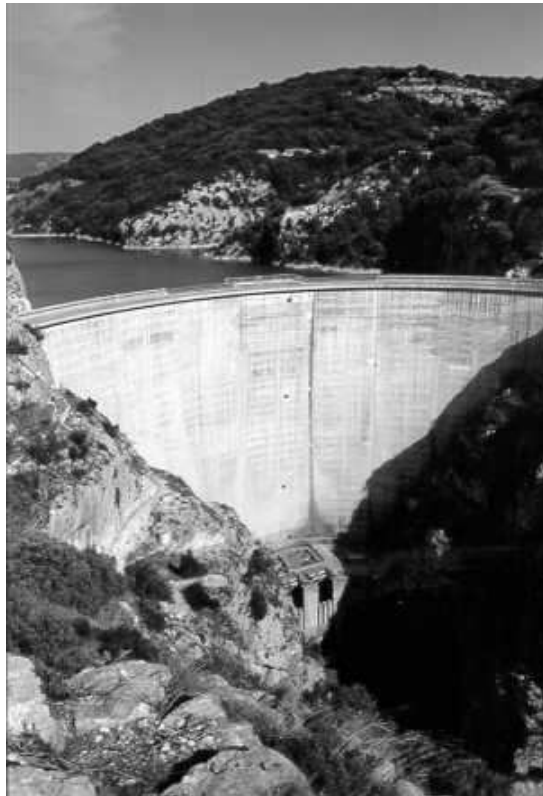


Figure 9-3 Sainte-Croix (Verdon) [2]

9.1.3 Barrage à contreforts

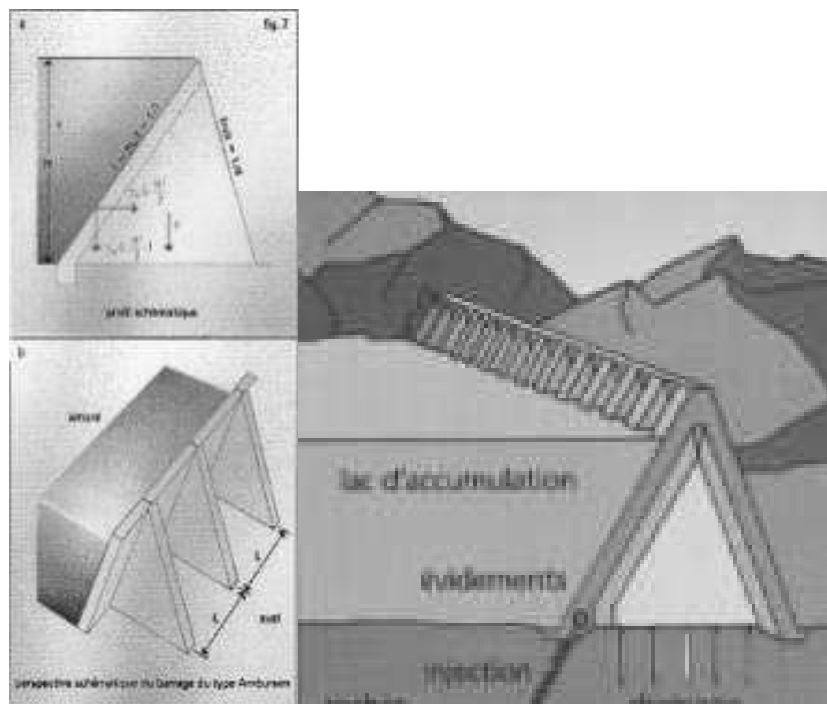


Figure 9-4 Barrage à contreforts [2]

Un barrage à contreforts comprend : une série de murs parallèles généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (contreforts).

Une bouchure entre contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau.

La bouchure peut être constituée :

- d'une dalle plane de béton
- d'un élargissement du contrefort vers l'amont
- d'une voûte de faible portée

Le nombre de contreforts peut varier de quelques-uns à plusieurs dizaines comme c'est le cas pour le barrage de Roselend. Pour ces derniers, l'audace des constructeurs est allée jusqu'à réduire l'épaisseur des voûtelettes à quelques dizaines de cm, nécessitant le recours au béton armé. Cette épaisseur augmente un peu en partie basse mais demeure réduite à l'approche de la fondation. Les barrages à contreforts sont bien adaptés aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

Le barrage à contreforts est composé de deux éléments principaux :

- une série de piliers régulièrement espacés, de profil triangulaire, orientés dans le sens de la vallée. Ils sont plus ou moins épais et espacés
- une plateforme entre les contreforts ; elle peut être formée par des dalles planes, par des voûtes ou par des épaississements des contreforts.

Le masque plan amont est fortement incliné ce qui fait participer le poids de l'eau à la stabilité de l'ouvrage, en plaquant le barrage contre le terrain qui le supporte. Cette inclinaison permet aussi de diminuer le volume de béton; par exemple pour une inclinaison de 45° , le volume du béton d'un barrage à contreforts est 20 à 30% du volume de béton d'un barrage poids équivalent.

Les contreforts transmettent la force de l'eau vers le sol. Ce type de barrages nécessite donc de bonnes fondations rocheuses.

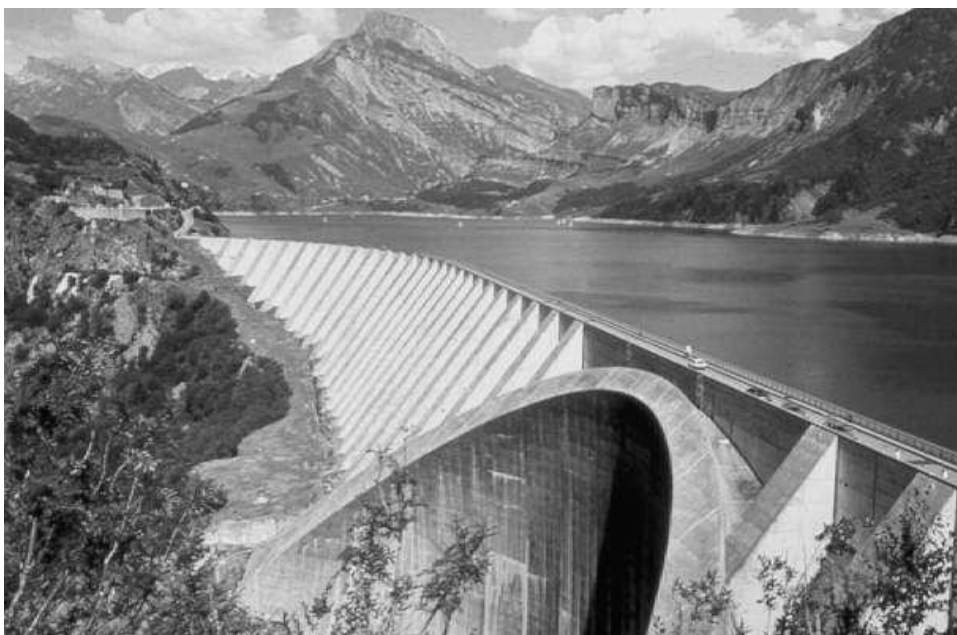


Figure 9-5 Barrage Roselend (Alpes) [2]

9.2 Etapes de construction

La construction d'un barrage est une entreprise audacieuse, qui exige des moyens financiers importants. Aussi, avant que des investissements considérables ne soient consentis, de nombreuses études doivent être réalisées, afin d'apporter tous éclaircissements. Les besoins en électricité ou en eau sont recensés; puis la rentabilité du projet est étudiée (analyse coût-bénéfice). Il ne s'agit d'ailleurs pas seulement d'euros, mais aussi de valeurs intangibles, souvent subjectives. Au vaste domaine des études explicatives, appartiennent aujourd'hui, les examens approfondis de l'influence de l'ouvrage sur l'environnement.

La construction d'un barrage n'est donc pas uniquement la tâche des ingénieurs civils ou électriciens, mais aussi celle de nombreux spécialistes en sciences naturelles, d'économistes, d'écologistes, de juristes et d'hommes politiques. La base de toute décision de caractère économique ou politique reste cependant la faisabilité technique du projet.

L'établissement du projet et des plans de construction est l'affaire des ingénieurs civils; il s'agit essentiellement d'hydraulique, de statique et de qualité des matériaux.

Le développement durable, dont les trois objectifs sont le maintien de l'intégrité de l'environnement, l'amélioration de l'équité sociale et l'amélioration de l'efficacité économique, vise à répondre aux besoins essentiels du présent sans compromettre la capacité des générations futures de répondre aux leurs.

On peut résumer la construction d'un barrage en 6 points :

1. Etude d'incidence :

- Instrument de planification ...
- Qui prend en compte l'ensemble des facteurs environnementaux ...
- Tout en se concentrant sur les éléments vraiment significatifs...
- Et qui considère les intérêts et les attentes des parties concernées ...
- En vue d'éclairer les choix et les prises de décision.

2. Intégration des objectifs du développement durable. Trois objectifs :

- Maintien de l'intégrité de l'environnement
- Amélioration de l'équité sociale
- Amélioration de l'efficacité économique

3. Incitation à consulter le public en début de procédure

4. L'aménagement du terrain

- Déplacement de bâtiments et d'autres structures ou infrastructures existantes
- Déboisement, la récupération et l'élimination des débris ligneux pour toutes les zones des travaux, incluant le réservoir s'il y a lieu
- Dynamitage aquatique et terrestre
- Dragage
- Déblais et remblais (provenance, volume, transport, entreposage et élimination)
- Matériaux et équipements utilisés

5. Aménagements temporaires

- Les ouvrages de dérivation des eaux (batardeaux, etc.)
- Les aires de réception, de manipulation et d'entreposage des matériaux
- Les parcs pour la machinerie et le carburant
- Les sites de dépôt de déchets domestiques et de construction
- Les ouvrages de traitement et de distribution d'eau potable
- Les ouvrages de traitement des eaux usées
- Les campements des travailleurs

6. Aménagements et infrastructures permanents

- Les barrages, les digues et les ouvrages de contrôles de débit (vannes, évacuateurs de crues, seuil)
- La centrale
- Les cours d'eau détournés, les zones d'écoulement, libre et les canaux de dérivation
- Les réservoirs (superficie, volume total et utile, niveaux)
- Les prises d'eau, les conduites d'amenée, les cheminées d'équilibre et les canaux de fuite
- Les lignes de transport d'énergie, les postes de transformation et les autres équipements nécessaires au raccordement avec le réseau
- Les routes d'accès aux différents ouvrages

La construction d'un barrage nécessite la mise à sec et la préparation des fondations.

L'assèchement du cours d'eau est réalisé au moyen de digues, de canaux de faibles dimensions. On les érige en amont de l'emplacement futur du barrage. Ils détournent la rivière pendant la construction au moyen de conduites ou galeries.

Si le relief empêche le détournement, on procède en établissant un mini-barrage provisoire sur la moitié de la rivière et l'on travaille en deux étapes.

Lors de la construction d'un barrage, le risque d'inondations est possible.

Exigences fondamentales:

- Le barrage et sa fondation doivent résister avec une sécurité suffisante aux forces qui les sollicitent
- L'ensemble de l'ouvrage doit être étanche et si nécessaire imperméabilisé, de telle sorte que les fuites soient sans danger pour sa résistance et économiquement acceptables.

Digues et barrages-poids ne doivent pas glisser sur leur fondation. De plus, pour les digues, on s'assure qu'il n'y a pas de risque de glissement local sur leurs parements amont et aval. Les barrages-voûtes et à contreforts, pour lesquels la résistance des matériaux est déterminante, doivent avoir des contraintes, dans leur corps et leur fondation, qui restent en dessous des valeurs limites admissibles. Les propriétés des matériaux utilisés et des sols de fondation sont déterminées par des essais en laboratoire ou in situ.

Exemple : barrage-poids

Comme dit précédemment, les premiers barrages poids étaient des murs et leur profil se rapprochait d'un rectangle. Cette forme ne conduisait pas à l'économie maximale pour un degré de sécurité donné. C'est dans la seconde moitié de XIX^{ème} siècle qu'une approche s'appuyant sur la théorie de l'élasticité et la résistance des matériaux a vu le jour.

L'eau peut s'infiltrer soit sous la base de l'ouvrage, au contact béton rocher, soit à tous les niveaux à la faveur d'une imperfection de la construction ou d'une fissure accidentelle. Elle allège le poids de l'ouvrage et peut créer une contrainte de traction qui fissure l'ouvrage et propager cette fissure de l'amont à l'aval.

Rankine avait été le premier à souligner l'importance de ces contraintes de traction. On peut les annuler en réalisant un parafouille, un rideau d'injection imperméabilisant la fondation, un réseau de drainage et un enduit étanche sur le parement amont (figure 9.6).

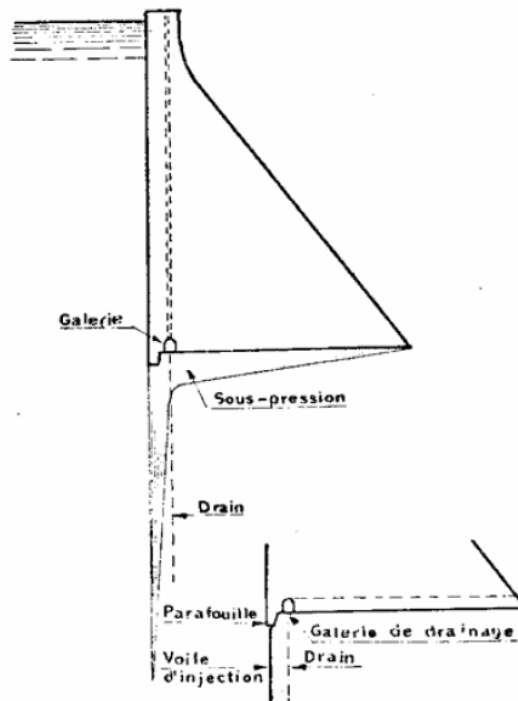


Figure 9-6 Effet bénéfique du drainage pour diminuer la sous-pression [2]

Il convient d'établir un profil dit d'égale résistance défini de telle manière que:

- en aucun point les maçonneries ou le sol d'appui n'aient à supporter de trop fortes pressions
- le mur ne puisse glisser sur la base
- il n'y ait pas de contrainte de traction sous l'effet des sous-pressions.

Le profil se présente dès lors le plus souvent sous la forme d'un massif triangulaire avec un parement amont vertical ou presque, le parement aval étant incliné de telle sorte que l'épaisseur de la construction soit à chaque niveau de l'ordre de 80% de la hauteur.



Figure 9-8 Barrage construit par plots successifs [2]

Le traitement du sous-sol est d'une grande importance pour la résistance du barrage. L'ingénieur projeteur interprète les données qui lui sont fournies par le géologue sur la résistance et la perméabilité des sols de fondation, pour définir des dispositions constructives. Il lui appartient de s'assurer que les forces qui sont transmises par l'ouvrage à ses fondations peuvent être supportées avec une sécurité suffisante.

Il définit les mesures nécessaires pour consolider et étancher le sous-sol : dans le rocher, des forages, dans lesquels on injecte des coulis de ciment et d'eau; dans les sables et les graviers, sous une digue, des injections de coulis de ciment ou de ciment mélangé à de l'argile. On traite aussi les failles rencontrées en les injectant. Enfin, des galeries et des forages de drainage sont prévus afin de réduire les forces de sous-pression.

9.3 Sollicitations agissant sur les barrages

Le barrage doit résister à de fortes charges (figure 9.9)

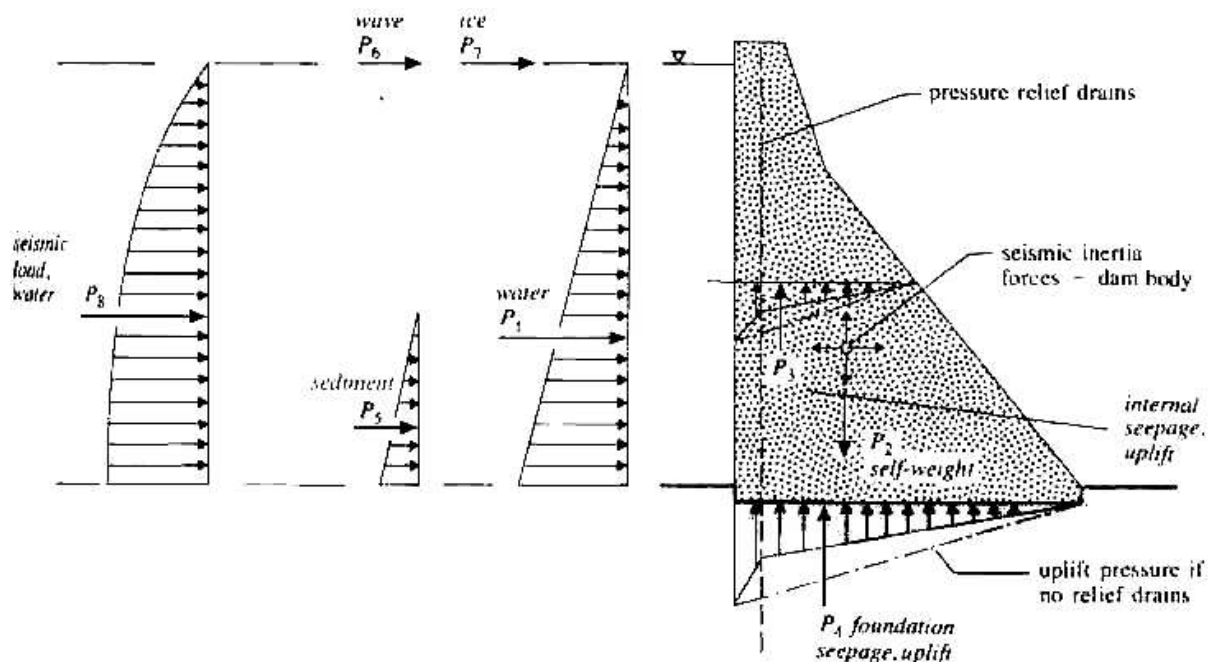


Figure 9-9 Charges sur un barrage fixe [3]

Poids propre

Le poids des matériaux de construction eux-mêmes induit des contraintes dans le barrage. Le poids tient compte du béton et des éléments comme les vannes ou les ponts. Au niveau d'un design préliminaire, le poids du béton est pris à 24 kN/m³. Au niveau du design final, il conviendra d'affiner cette valeur par des tests en laboratoire.

Pression de l'eau

La pression de l'eau croît proportionnellement avec la profondeur.

Sous-pressions

Les infiltrations d'eau, minimales mais inévitables, à travers le corps du barrage et ses fondations, créent des forces de sous-pression.

Température

Les variations de température dans le matériau, dues au dégagement de chaleur lors de la prise du béton, ou aux températures extérieures, créent des contraintes dans l'ouvrage (notamment dans les barrages-voûtes).

Les changements de température de l'air se propagent dans le béton, mais à une épaisseur relativement faible (20-30 cm des faces). Les joints de dilatation sont capables de reprendre les légers changements de volume.

Toutefois les différentiels de températures peuvent causer des craquelures en surface.

Crues

Le dépassement du niveau d'exploitation normale dans la retenue apporte une sollicitation supplémentaire.

La pression de la « vague » est calculée comme suit :

$$P_{\text{wave}} = \frac{1}{2} \gamma (H + 2h + h_0)(H + a) - \frac{1}{2} \gamma H^2$$

Où :

- 2h est la hauteur de la vague
- h₀ est le niveau moyen de retenue d'eau
- H est la profondeur du réservoir
- a est la pression de la vague à la base du barrage

Gel

La couche de glace, qui peut apparaître durant l'hiver à la surface du lac, crée, dans certaines conditions, une force sur le barrage.

La pression due à la glace est créée par l'expansion thermique de la glace. Les pressions dépendent de l'augmentation de température de la glace, de l'épaisseur de la couche de glace, du coefficient d'expansion, du module d'élasticité. Une estimation acceptable de la charge

due à la glace sur la paroi de la structure peut s'évaluer à partir de l'épaisseur de la couche de glace :

Ice depth (m)	0.5	0.7	1.0	1.20	1.50
Ice load (kN per linear m)	70	100	150	200	280

Les charges dues à la glaces peuvent aussi être créées par de la glace flottante. Cette contribution est négligeable pour les grands barrages mais cet effet dynamique peut par contre s'avérer important pour des éléments plus fragiles comme les vannes.

Sédiments

Des sollicitations supplémentaires du barrage peuvent résulter de l'accumulation de sable et de gravier dans la retenue.

Séismes

Les secousses créées par des tremblements de terre imposent au barrage des forces alternées rapides.

9.4 Barrages en terre et enrochement

Des découvertes archéologiques récentes nous montrent que les barrages simples en terre et les réseaux de canaux remontent à 2 000 ans avant Jésus Christ. Ils fournissaient à la population la source fiable d'eau dont elle avait besoin pour vivre. La construction du barrage de Marib au Yémen commença en 750 avant JC et dura 100 ans. Ce barrage se composait d'un remblai en terre de 4 mètres de haut et d'orifices en pierre pour réguler les écoulements pour l'irrigation et pour les besoins domestiques. En 1986, ce barrage a été rehaussé à une hauteur de 38 mètres, permettant ainsi de créer un réservoir de 398 millions de mètres cube d'eau.

Le choix de l'une de ces structures est souvent dû à la disponibilité des matériaux. Le barrage à profil zoné avec noyau étanche est composé de terre imperméable au centre, de terre semi-imperméable pour la zone amont et de terre perméable pour la partie aval. Pour les barrages à masque amont, la nature du masque peut varier : béton de ciment ou bitumineux, membranes souples... mais le masque peut aussi se situer au coeur du barrage. Ces trois structures sont soumises au problème de stabilité.

L'inclinaison des talus et la maîtrise des pressions interstitielles permettent d'avoir une bonne stabilité.

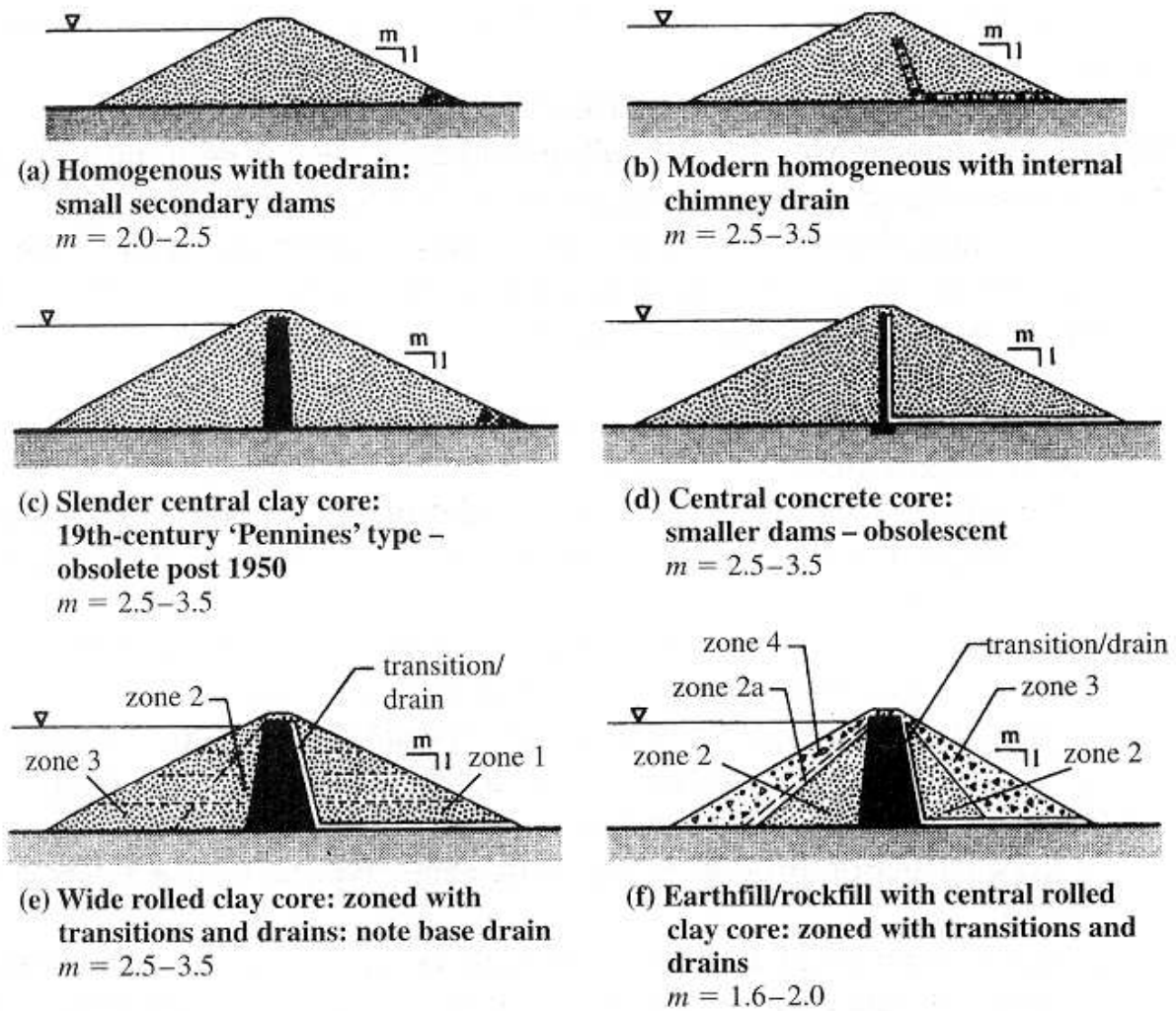


Figure 9-10 Principales variantes de barrages en terre et en terre/enrochements [3]

La pression interstitielle est due à l'air et l'eau comprimée, emprisonnés entre les grains solides. Plus la pression interstitielle est forte plus la résistance du barrage est faible car la résistance est proportionnelle à la pression de contact entre les grains de matière solide. La base de ce type de barrage doit être 4 à 7 fois plus large que hauteur du barrage pour que l'ouvrage soit stable. Le barrage en terre peut être implanté sur presque tous les sols.

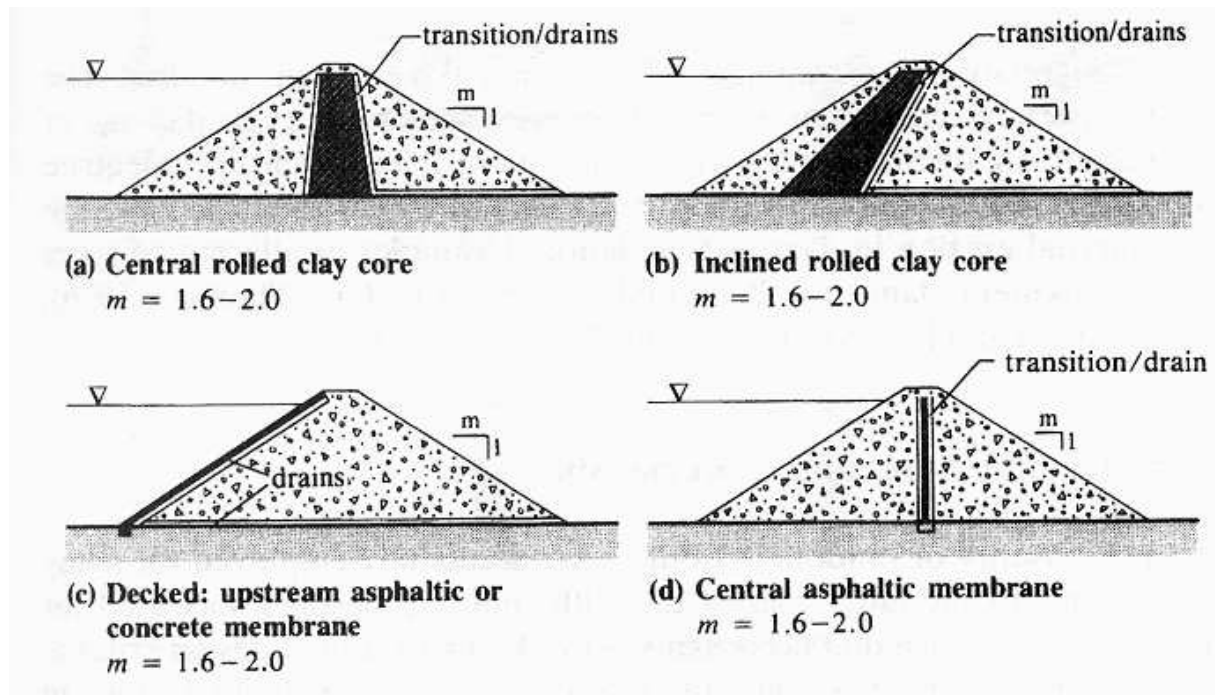
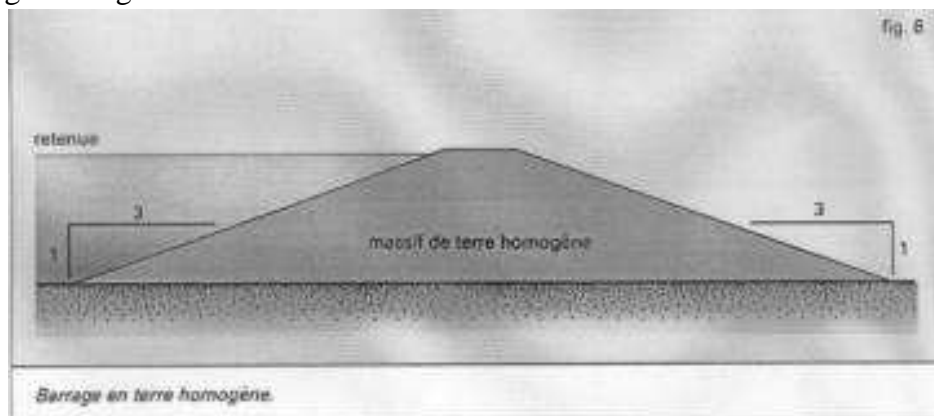


Figure 9-11 Principales variantes de barrages en enrochements [3]

9.4.1 Le barrage en terre

Le barrage en terre a deux principaux schéma de structure:

- Le barrage homogène :



Les barrages en terre homogène sont des digues en remblai constituées d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance. La terre est généralement mise en place par compactage. La plupart des barrages français très anciens, dont beaucoup servent à l'alimentation en eau, sont de ce type.

La structure des barrages est souvent complétée par des dispositifs de drainages tels que:

- Une butée aval drainante,
- Un tapis drainant sous le tiers ou la moitié aval,
- Une cheminée drainante communiquant avec l'aval par un tapis ou des bretelles.

Des protections peuvent être disposées sur les faces extérieures: enrochement sur le parement amont pour éviter l'érosion due aux vagues, terre végétale engazonnée ou enrochements sur le parement aval pour stabiliser la terre vis-à-vis du ruissellement de la pluie.

Ce type de barrage est bien adapté aux sites ayant une fondation déformable.

De conception rustique, ils ont une grande emprise au sol, n'engendrent que peu de contraintes, s'accompagnent en fondation de faibles gradients d'écoulement et peuvent accepter des tassements de fondation. Par contre ils ne supportent pas les variations rapides du plan d'eau et très peu la submersion par dessus la crête.

- Le barrage à profil zoné avec noyau étanche :

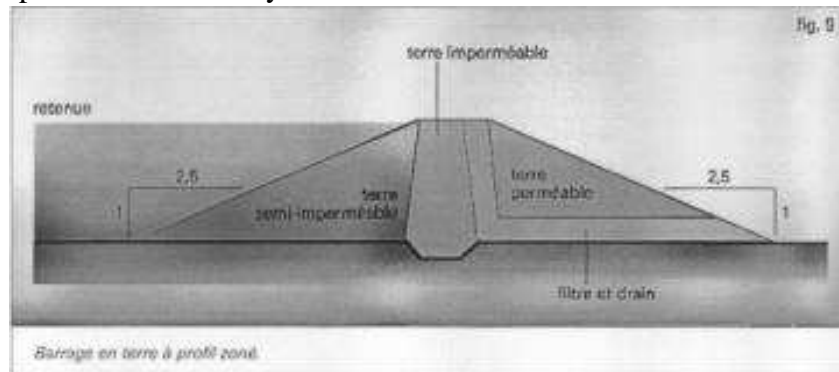


Figure 9-12

Les barrages zonés comme le barrage de Serre-ponçon sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types de matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité. Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé le zonage.

Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en oeuvre et d'utiliser aux mieux les matériaux disponibles sur le site.

Il existe autant de types de zonages que de barrages dans la mesure où chaque ouvrage est conçu en fonction des matériaux trouvés sur le site ou à proximité.

Les plus classiques comportent:

- Un noyau d'étanchéité constitué de terres argileuses, argile, cailloux. Lorsque que ce matériau est introuvable sur le site, on peut avoir recours à des matériaux de substitution tels que paroi moulée ou bien une superposition de couches de béton bitumeux ou d'asphalte.
- Une recharge amont en matériau drainant assurant la stabilité amont même après vidange rapide
- Une recharge aval stabilisatrice en matériau peu déformable
- Une protection amont en enrochements, dalles ou autres dispositifs
- Un drain interposé entre le noyau et la recharge aval, si celle-ci n'est pas suffisamment perméable, pour évacuer sans pression les écoulements parvenus sur la face aval du noyau
- Des matériaux de transition entre ces différents massifs lorsque leurs granulométries respectives le justifient de manière à éviter toute érosion interne par enchaînement de particules d'un matériau vers le matériau adjacent.

9.4.2 Le barrage en enrochement

Il existe deux types de barrages en enrochement :

- Le barrage en enrochement avec masque amont étanche :

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir.

Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géomembrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géomembranes peuvent même accepter des déformations importantes). La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.

Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable. De nombreux barrages à masque sont réalisés en enrochements. La qualité du compactage lors de la mise en oeuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs.

Pour améliorer la sécurité du barrage, il n'est pas rare de trouver dans les barrages à masque d'autres matériaux fonctionnels :

- un matériau de réglage ou de transition servant de support à l'étanchéité mince et la mettant à l'abri de tout poinçonnement par des éléments grossiers du massif support ;
- une cheminée drainante, un tapis drainant ou les deux pour évacuer les infiltrations éventuelles à travers le masque ;
- des matériaux de protection soit du parement aval (terre végétale engazonnée, enrochements, maçonnerie de pierre sèches, ...) soit du masque d'étanchéité comme des dalles de protection ou des pavés auto-bloquants mettant l'étanchéité mince à l'abri des agressions extérieures telles que la glace, les projectiles ou les chutes de blocs.

- Le barrage à profil mixte avec noyau incliné (figure 9.13) :

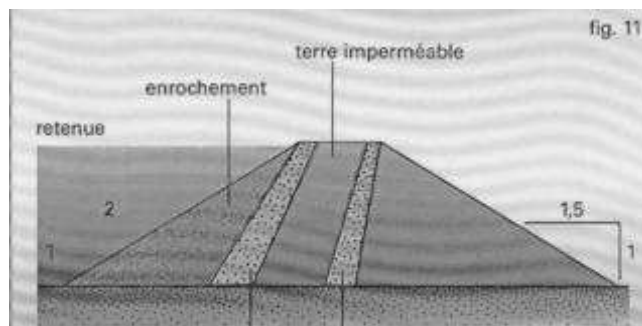


Figure 9-13 Barrage à profil mixte (terre et enrochement) et noyau incliné

Dans ces deux types de barrages comme dans les barrages en terre, c'est le poids du massif qui fait résister le barrage à la poussée de l'eau. La stabilité du massif est assurée par le

frottement entre les blocs. La partie en enrochement n'est pas étanche, c'est pourquoi le barrage en enrochement doit avoir soit un masque soit un noyau étanche.

Le principal problème est que l'enrochement et la partie étanche ne se déforment pas de la même manière. Pour empêcher que le masque s'abîme et puisse s'adapter aux déformations du massif, le masque est divisé en plusieurs parties séparées par des joints permettant le mouvement de celui-ci.

Dans les barrages à profil mixte, les zones de transition jouent le rôle des joints. Comme les barrages en terre, les barrages en enrochement peuvent être implantés sur tous les sols qui se déforment peu sous leur poids.

9.5 Calcul et conception des barrages par les méthodes des éléments finis [4]

Introduction

En principe, les méthodes des éléments finis permettent de résoudre tous les problèmes de calcul de structures moyennant une formulation convenable, mais l'insuffisance des données de base implique l'utilisation de beaucoup d'hypothèses simplificatrices. Il importe que l'ingénieur comprenne la nature de ces hypothèses introduites dans le calcul, pour en tenir compte dans le choix des critères d'appréciation qui permettent de conclure à la validité du project.

Etat actuel de la méthode des éléments finis pour le calcul des barrages

Les problèmes relatifs au calcul des milieux continus (barrage avec sa fondation) sont en général définis par un système d'équations différentielles, ou par une formulation intégrale; dans l'un et l'autre cas, aucune solution formelle n'est possible. Il faut alors recourir aux techniques numériques. On constate que pour la plupart, les méthodes simples peuvent s'assimiler à une étude par éléments finis effectuée à l'aide d'un maillage très grossier. Si cette optique se généralise, il fera disparaître la distinction que l'on a l'habitude de faire entre les différentes approches utilisées, et il s'ensuivra une meilleure connaissance du comportement de l'ouvrage, connaissance toujours plus facilement acquise à l'aide d'un modèle grossier.

La formulation du problème à partir des éléments de déplacement

On se contentera d'étudier brièvement la méthode dite des déplacements, pour laquelle la fonction inconnue u représente l'état des déplacements en un point quelconque du volume R . Cette méthode est la plus répandue actuellement pour le calcul des ouvrages.

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{u} = \underline{L} \sum N_i a_i = \sum \underline{B}_i a_i = \underline{B} \underline{a} \quad (9-1)$$

L un opérateur linéaire;

$B_i \equiv L N_i$ = matrices dépendant seulement de la position et, en général;

a_i = déplacements aux nœuds (fonction du temps dans le cas d'analyse dynamique).

La condition approximative d'équilibre obtenue à partir du principe des travaux virtuels, est donnée par :

$$\int_{\Omega} \underline{B}^T \underline{\sigma} d\Omega - \int_{\Omega} \underline{N}^T \underline{b} d\Omega - \int_{\Gamma} \underline{N}^T \underline{t} d\Gamma = 0 \quad (9-2)$$

\underline{u} = les contraintes;

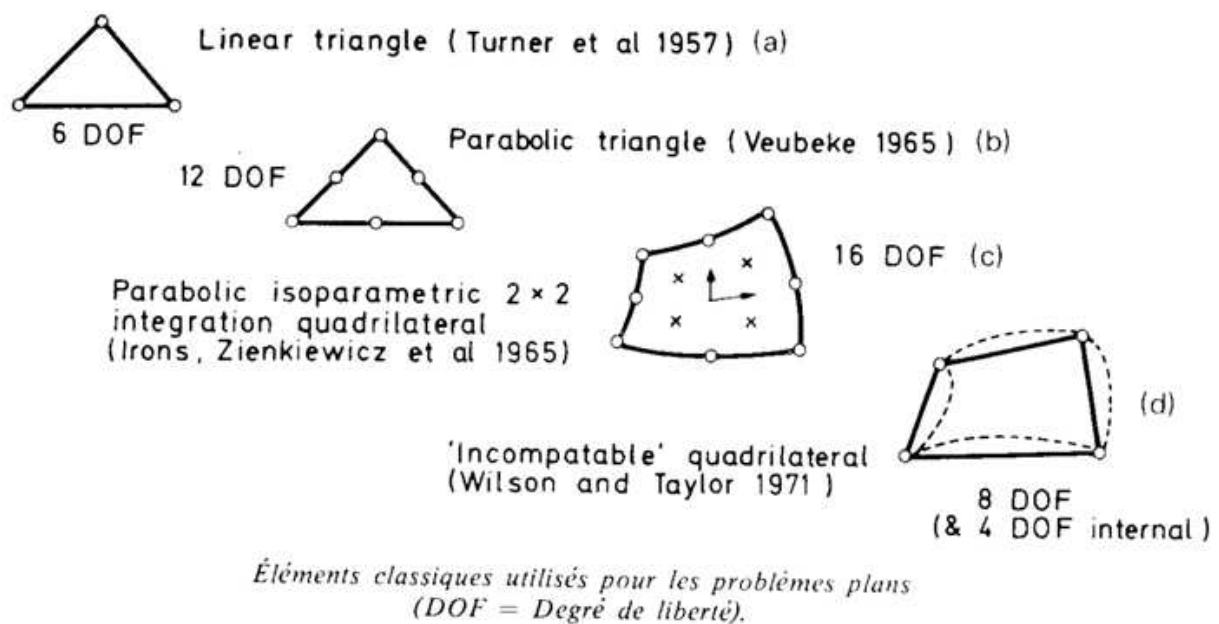
\underline{b} = les forces volumiques;

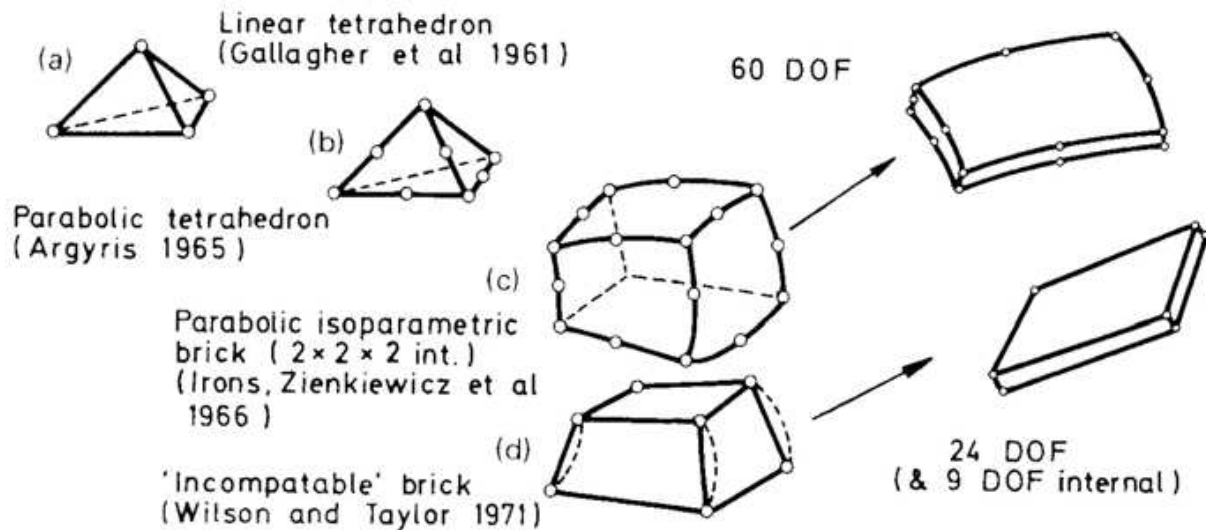
\underline{t} = les efforts aux limites sur la surface Γ .

Le problème essentiel concerne le choix de la forme d'élément à adopter. Une fois cette forme choisie (avec les fonctions de forme correspondantes N), on peut procéder à l'analyse proprement dite.

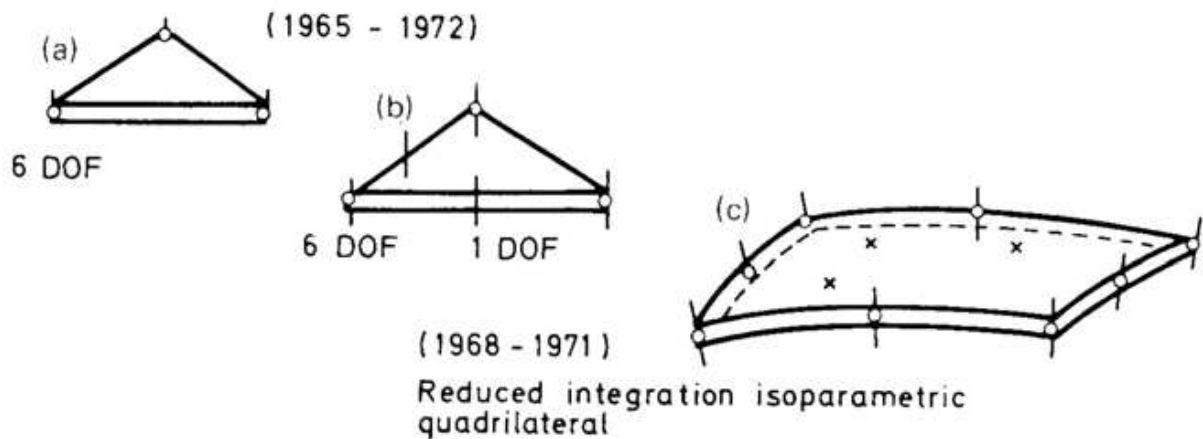
Dans le domaine de la mécanique des solides, on a imaginé un grand nombre d'éléments; ces éléments restent valables dans d'autres domaines. Comme pour tous les éléments convenablement conçus, on peut détenir une solution convergente, la précision étant fonction de la finesse du maillage. Le choix dépend des dépenses consenties.

La figure 9.14 montre une série d'éléments classiques, utilisés pour les problèmes plans (bidimensionnel, contraintes/déformations planes, axisymétrique), tridimensionnels et coques minces.





Éléments classiques utilisés pour les problèmes tridimensionnels.

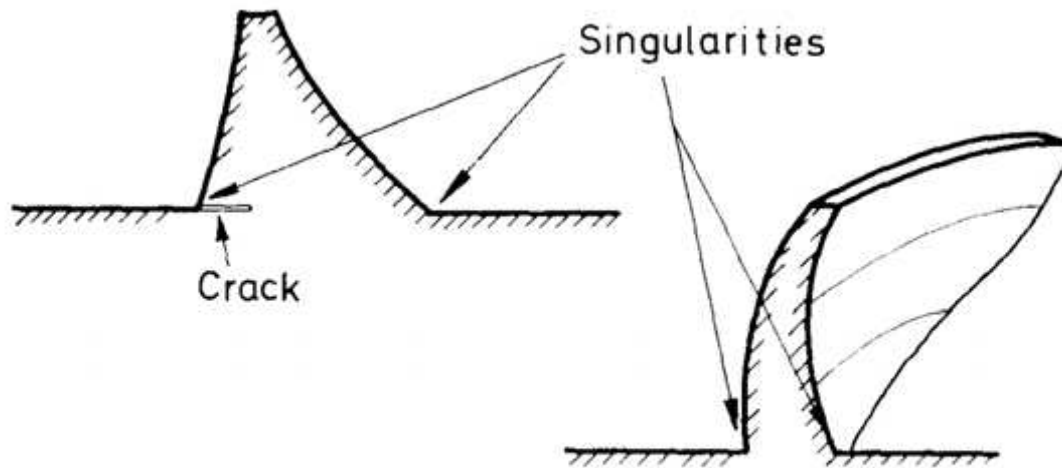


Éléments utiles utilisés pour les coques minces.

Figure 9-14 Divers types d'éléments

On peut affirmer que, au stade actuel de la méthode des éléments finis, les prix de calcul ont atteint un niveau acceptable. Les principales améliorations à attendre concernent la manipulation des données (données de base et résultats de calcul). Il subsiste cependant deux domaines où le besoin d'amélioration est vital. Il s'agit:

- de l'incapacité (de par leur fonction de forme polynomiale) des éléments standard à traiter convenablement les particularités de l'ouvrage, et
- les champs infinis.



'Infinite' foundation extent

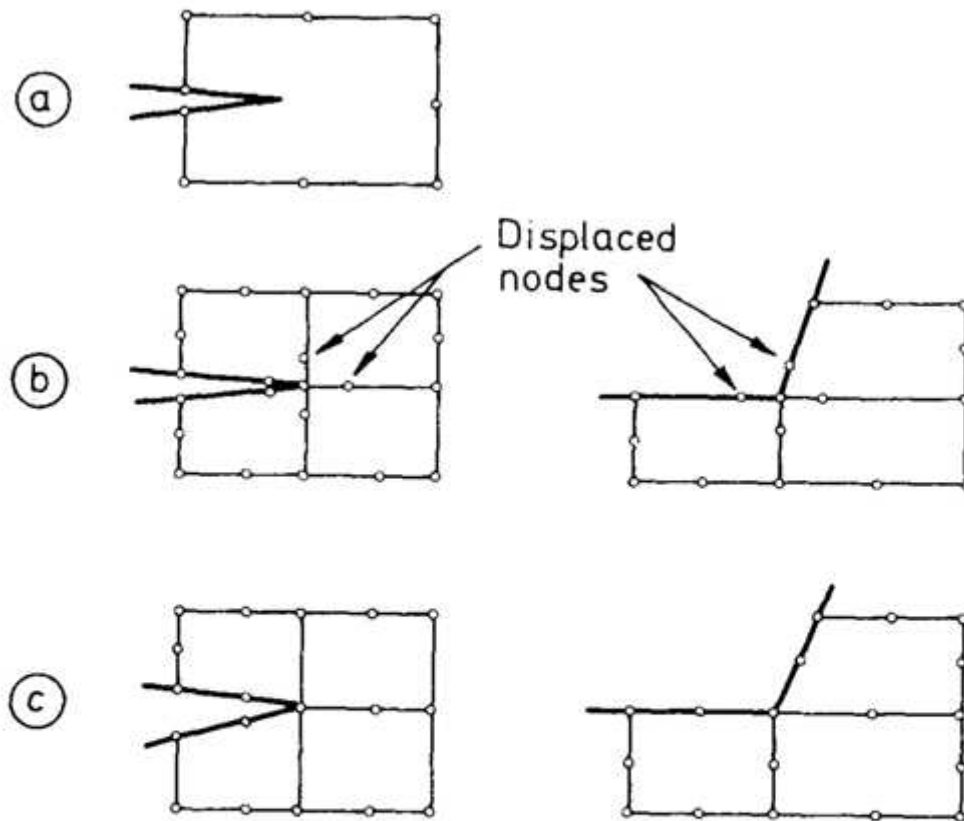
Quelques problèmes spéciaux de calcul.

L'étude des particularités (notamment les fissures) est très importante dans le domaine de la mécanique des fractures; on a suivi trois approches légèrement différentes les unes des autres: On élabore des éléments spéciaux incorporant la particularité. Ces éléments sont introduits ensuite dans le maillage d'éléments classiques.

On utilise des éléments isoparamétriques ordinaires dégénérés permettant de reproduire les particularités. Par exemple, le déplacement du noeud central en un point situé à 25 % de la longueur du côté en question produit une particularité dans les contraintes du type : l/r . Cet élément est utile. Contrairement à la première approche, celle-ci n'exige pas d'éléments spéciaux, son utilisation étant, de ce fait, relativement simple.

On introduit une fonction de forme sur l'ensemble de la région et, par là, un paramètre reliant l'ensemble des éléments. Cette méthode coûte cher dans le cas de programmes de solutions par bandes, mais elle est utile si la procédure est du type "frontal". La figure montre ces différentes méthodes de reproduction des particularités.

En ce qui concerne les particularités au voisinage des coins rentrant, on recommande la deuxième méthode qui, elle, est d'utilisation facile.



Des méthodes de traitement des particularités.

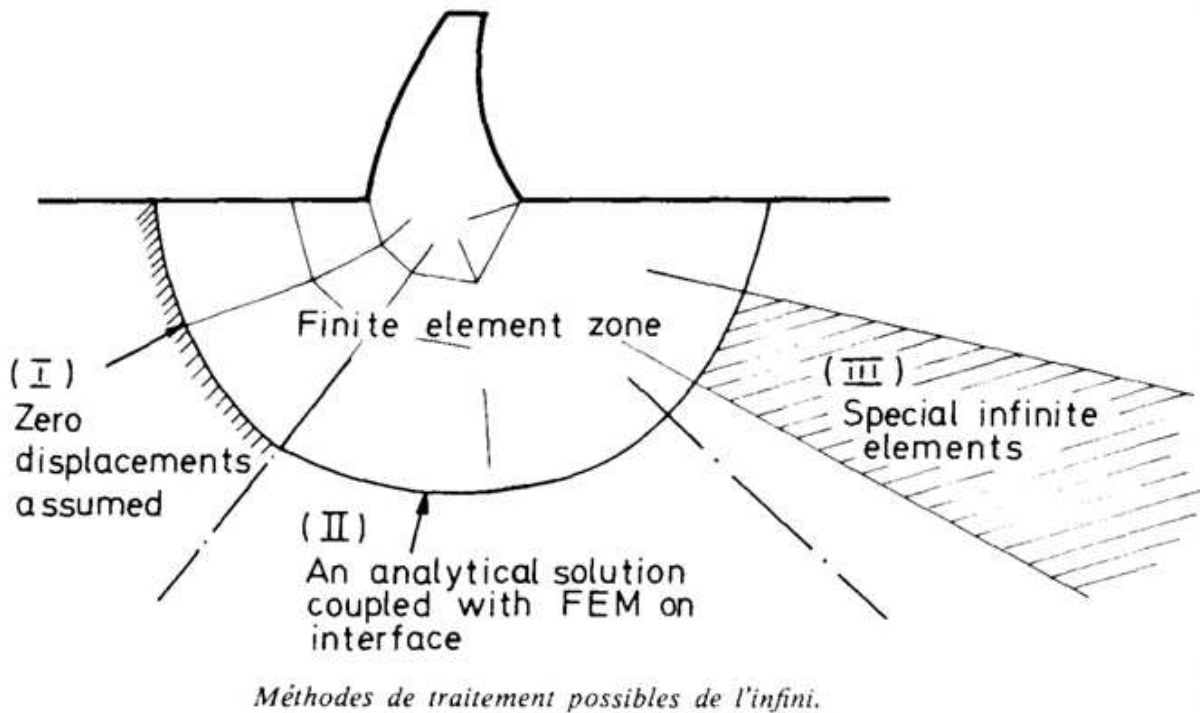
- (a) *Élément spécial fissuré.*
- (b) *Éléments ordinaires dégénérés à nœud central déplacé.*
- (c) *Éléments ordinaires avec une fonction supplémentaire représentant une particularité dans l'ensemble du domaine.*

La question de l'infini est plus délicate. En effet, il est difficile de saisir les "éléments finis infinis". Mais il faut une solution et diverses lignes de recherche sont suivies. Il s'agit essentiellement d'obtenir une raideur du domaine infini Ω que l'on peut relier à la région limitée à l'intérieur de laquelle on utilise les éléments finis classiques. Il est évident qu'il en résulte nécessairement des caractéristiques quelque peu idéalisées pour le domaine infini (linéarité, homogénéité, etc.).

Pour une profondeur suffisamment grande, la loi de St Venant veut que les contraintes dans l'ouvrage restent insensibles; ainsi les résultats obtenus sont corrects. Cette approximation se recoupe bien avec les essais sur maquettes, pour lesquels le modèle doit nécessairement être contenu dans un moule fini. Il est souhaitable de fixer cette limite à une profondeur égale à 2 à 4 fois la hauteur du barrage pour obtenir des résultats corrects. Pour les fondations fortement non homogènes, il faut la placer encore plus bas et on doit faire attention aux variations des caractéristiques du rocher.

Il est à noter ici que l'on ne pourra obtenir des déplacements corrects (pour un problème tridimensionnel) que dans le cas d'un volume semi infini chargé par une charge finie et subissant des déplacements finis. Pour une représentation bidimensionnelle, les déplacements

obtenus augmentent de façon illimitée à mesure que l'interface limite s'éloigne de l'ouvrage; dans ce cas, seuls les déplacements relatifs sont accessibles au calcul.



Pour les problèmes dynamiques, le problème de l'infini semble encore plus critique. Dans ce cas, la fondation fait apparaître un phénomène d'amortissement qui accompagne la dispersion de l'énergie ondulatoire. Mais l'introduction d'une limite fixe produit des réflexions parasites, et des dispositifs particuliers sont souvent nécessaires pour les éviter. Dans bien des cas de calcul de la réponse de l'ouvrage, il apparaît cependant qu'une limite fixe permet d'obtenir des résultats valables.

Analyses statiques : méthodes, hypothèses, critères

Dans le domaine du calcul statique des barrages, on constate une grande variété dans les techniques d'éléments finis utilisées.

On peut citer :

1. Le calcul statique en élasticité linéaire.
2. Le calcul statique non linéaire.
3. Le calcul direct de l'équilibre limite (à la rupture) (calcul du coefficient de sécurité).
4. L'optimisation automatique des dimensions de l'ouvrage.

Le "coefficient de sécurité" est toujours discutable, même en cas d'une approche probabiliste. Dans ce domaine nous avons besoin de définitions acceptées de tous. Mais on peut affirmer qu'il est évident que, compte tenu des charges maximales appliquées et de la résistance des matériaux (béton, fondation rocheuse, remblais), la déformation et l'étanchéité de l'ouvrage doivent rester dans certaines limites.

Quelle que soit la définition adoptée pour le coefficient de sécurité, il est certain que le calcul complet non linéaire fournit toutes les indications nécessaires à la prédiction du comportement en service et des conditions de rupture.

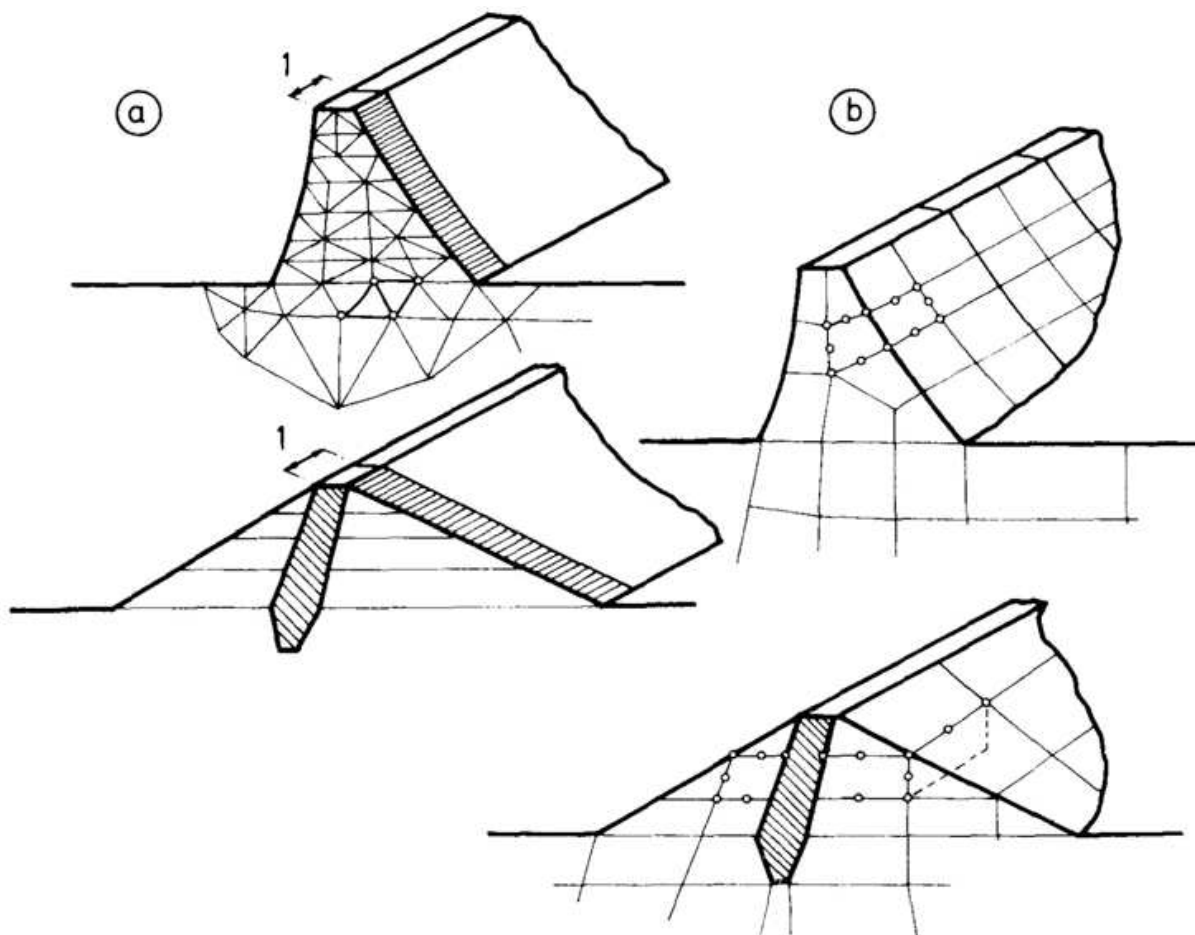
- a) les hypothèses concernant la géométrie;
- b) la nature des "charges";
- c) la nature des caractéristiques de non linéarité du comportement des matériaux, caractéristiques nécessaires à diverses étapes du calcul;
- d) l'interprétation des résultats, compte tenu des critères d'acceptabilité adoptés.

Hypothèses géométriques – calcul bi ou tridimensionnel ? – coques ou volumes – étendue de la fondation ?

Il est évident que le barrage avec sa fondation est un objet tridimensionnel. Ainsi, au moins théoriquement, un calcul tridimensionnel est toujours préférable.

Pour le barrage-poids rectiligne, on adopte souvent l'hypothèse du non clavage des joints. Ainsi dans ce cas, l'hypothèse bidimensionnelle semble acceptable en ce qui concerne les charges dues à la gravité.

Par contre, la charge de l'eau s'applique contre un ouvrage rendu monolithique par les clavages et les injections.



*Schématisations plane et tridimensionnelle
et réseaux types linéaires et paraboliques.*

Certains résultats d'une étude basée sur l'hypothèse d'une action homogène et un comportement tridimensionnel sont présentés à la figure 9.15.

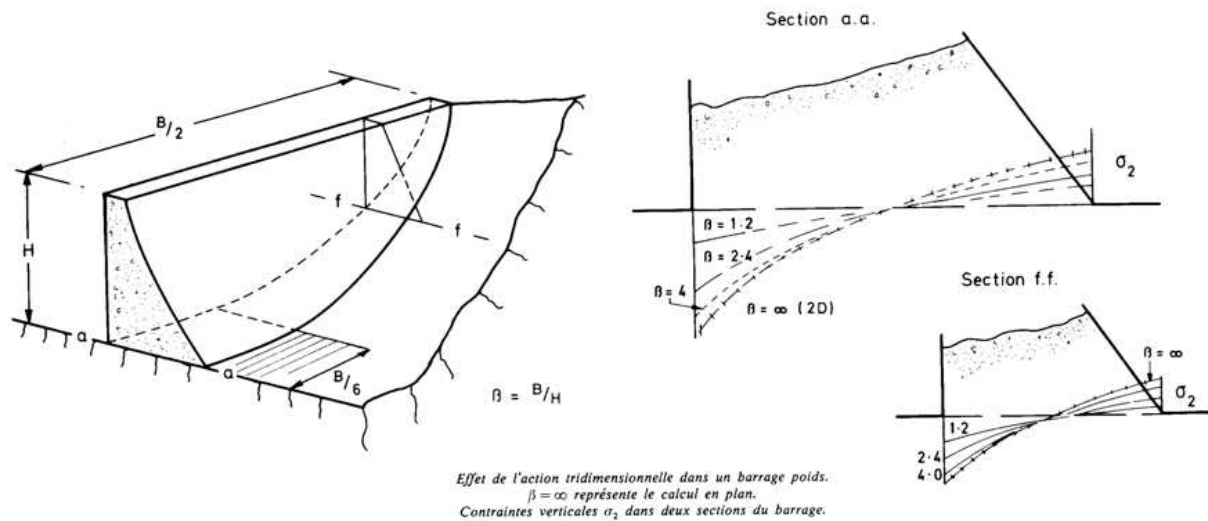


Figure 9-15 Action tridimensionnelle dans un barrage poids

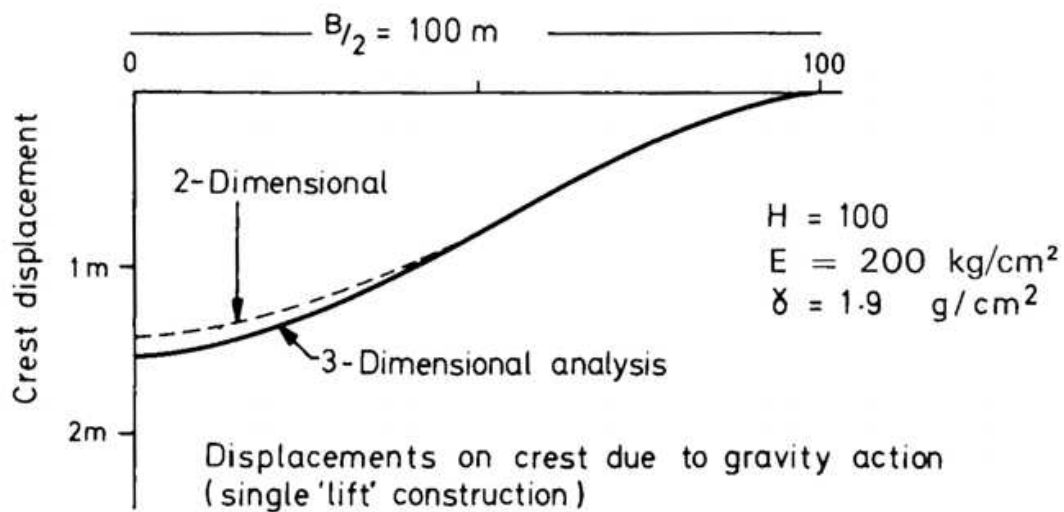
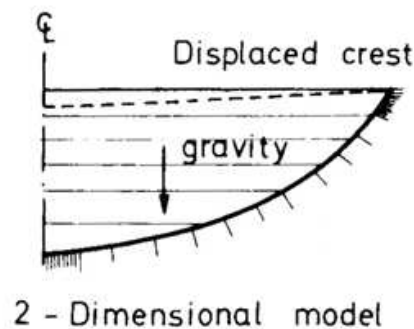
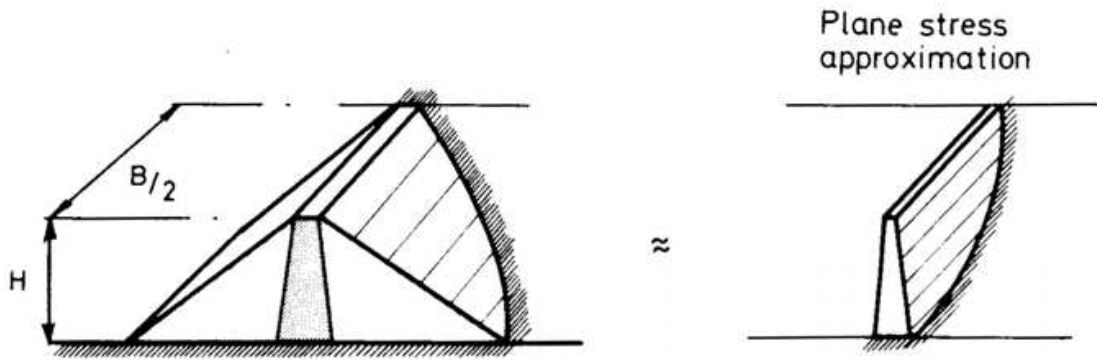
Il semble que l'action tridimensionnelle modifie nettement les contraintes dans le plan du profil. Il en résulte généralement une réduction de la valeur de celles-ci.

En effet, le retrait (ou les effets thermiques) peut ouvrir les joints, réduisant à zéro la contrainte normale et il ne faut donc pas tenir compte de la résistance au cisaillement des encastremements. Ainsi, pour les barrages-poids en béton, l'hypothèse bidimensionnelle est convenable, mais il ne faut pas oublier que le comportement de l'ouvrage réel traduira l'action tridimensionnelle. Il faut tenir compte de ce fait lors de l'étude comparative des résultats de calcul et le comportement observé.

Pour les digues il n'y a pas des joints verticaux. L'action est évidemment plus monolithique (malgré la possibilité d'une fissuration locale). Là encore, il est recommandé pour l'étude des charges amont - aval, d'analyser seulement une section plane transversale.

Pour l'étude des charges dues à la gravité, on a essayé avec un certain succès une autre approximation bidimensionnelle, cette fois-ci dans le sens longitudinal.

Certain auteurs ont opéré la comparaison avec l'analyse tridimensionnelle pour les charges dues au poids. Il apparaît que les deux techniques donnent sensiblement le même résultat. Il est donc évident que l'on peut utiliser des modèles très différents pour l'étude des différents types de charge. Dans le cas présenté ci-dessus, on voit la possibilité d'adopter deux hypothèses bidimensionnelles orthogonales.



*Autre approximation utilisée pour l'effet poids
dans les barrages en terre sur fondations rigides
(Eisenstein et al. 1972).*

De même, les barrages à contreforts posent un problème intéressant d'approximations par différentes sections planes. Normalement, il est acceptable d'étudier un champ de contraintes bidimensionnelles. On obtient ainsi les valeurs des contraintes dans le plan de l'élévation de l'ouvrage. Ensuite, on passe à une tranche perpendiculaire à la tête du contrefort pour déterminer la répartition des contraintes dans le profil (plan du contrefort). La comparaison des résultats obtenus par une étude comportant deux calculs bidimensionnels et par le calcul tridimensionnel complet est donnée à la figure 9.16.

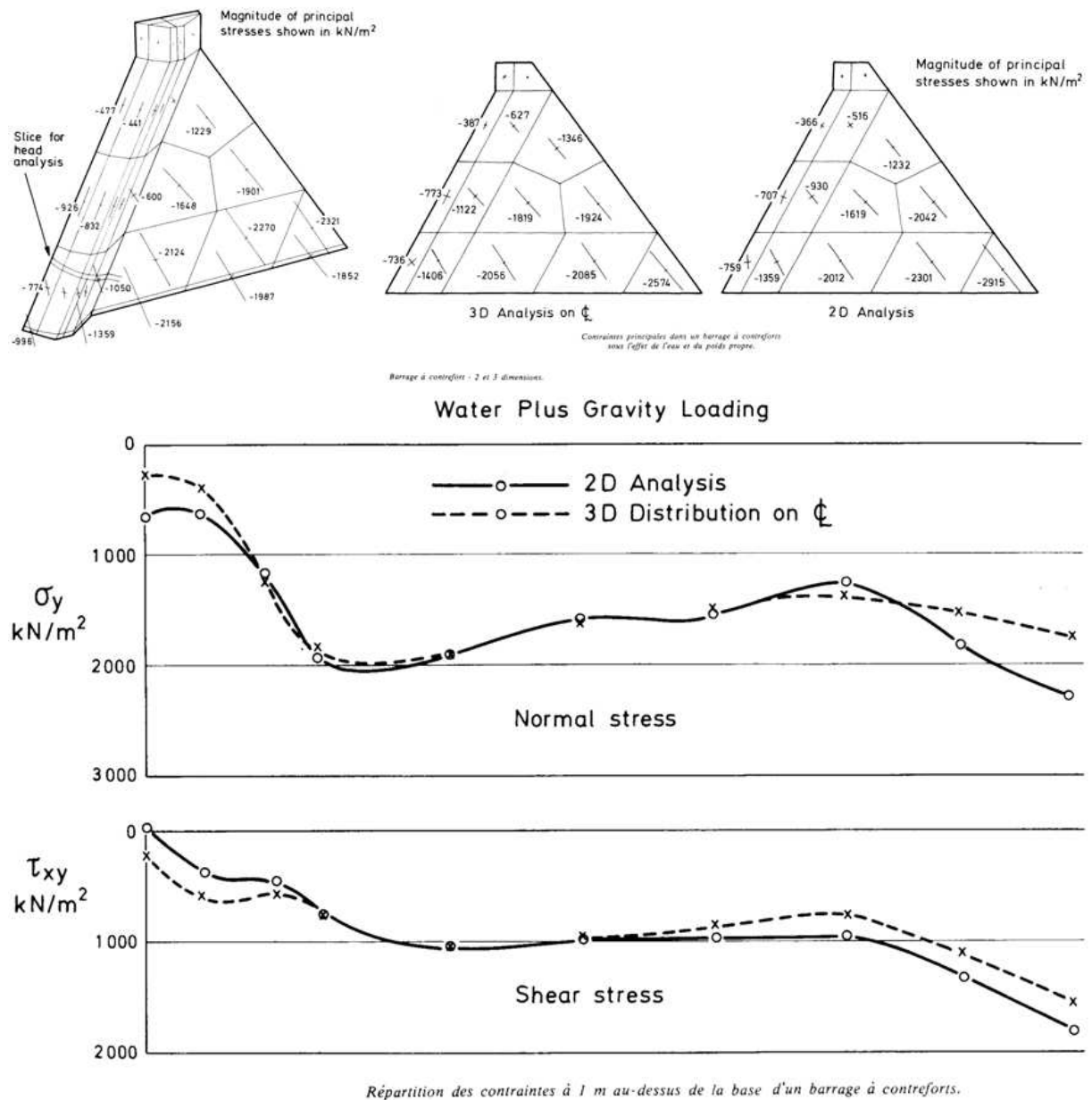
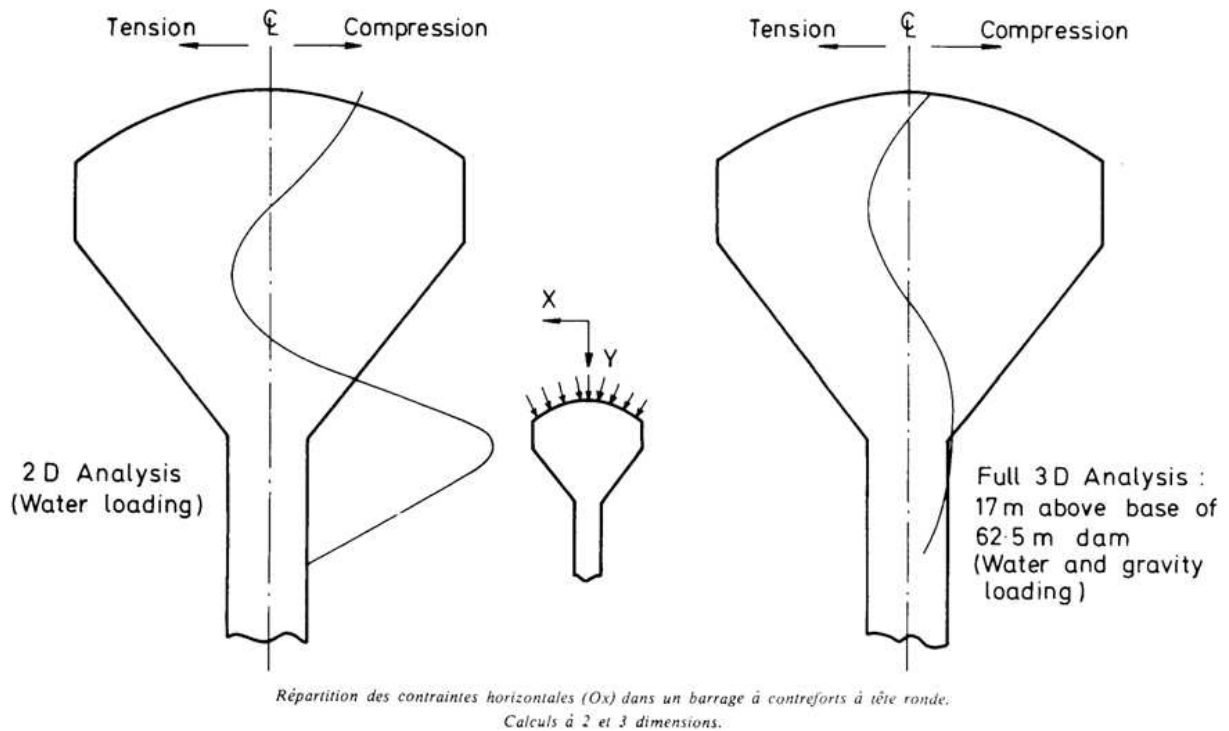
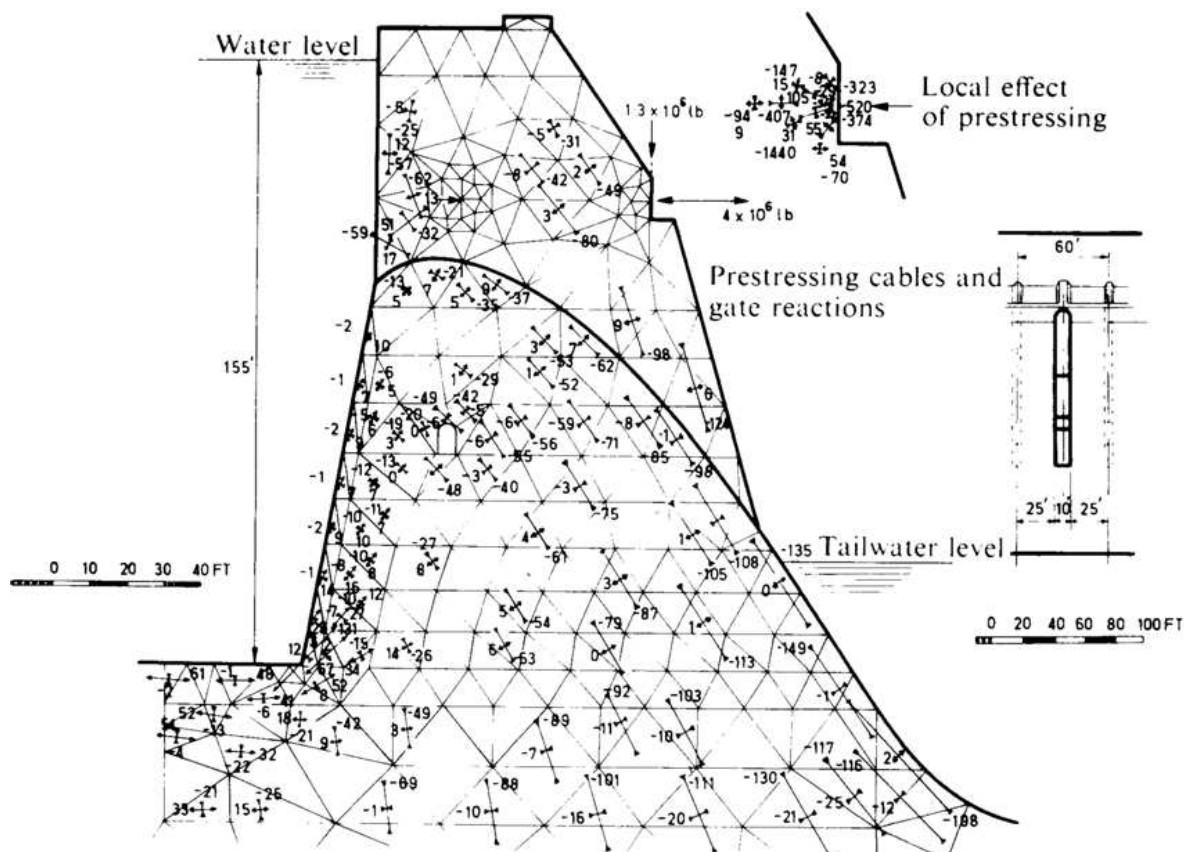


Figure 9-16 Répartition des contraintes (barrage à contreforts)

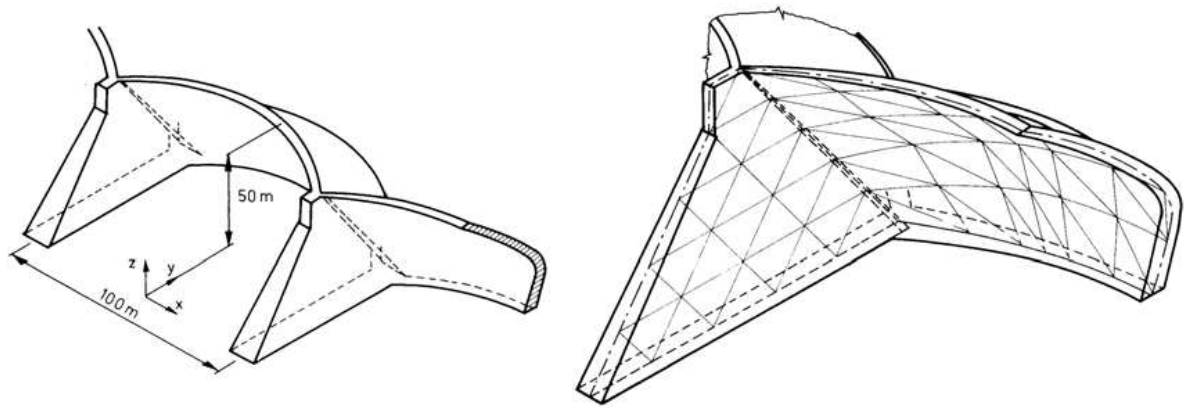


Il existe bien d'autres cas où l'approximation bidimensionnelle reste valable. La figure montre le calcul d'un barrage-poids à déversoir à vannes pour lequel on avait adopté des hypothèses de ce genre. Sous réserve de bien saisir les limitations de cette approximation, il est tout à fait justifié de s'en servir.



Les barrages-voûtes - des coques ou des ouvrages épais?

Dans le cas des barrages-voûtes (voûtes simples ou multiples), l'hypothèse bidimensionnelle n'est plus valable. Pour les sections relativement minces, on est tenté d'assimiler l'ouvrage à une coque mince, le réduisant ainsi à une surface obéissant à certaines hypothèses (ou toutes) du genre de celles de Kirchhoff (les sections planes restent planes - celles-ci restent toujours normales au plan médian).



Barrage à voûtes multiples.

L'économie du calcul en coque mince par rapport au calcul tridimensionnel à une rangée d'éléments paraboliques dans l'épaisseur, est négligeable. La figure 9.17 est un exemple de maillage et du champ de contraintes obtenu, pour le calcul d'un barrage-voûte à l'aide d'éléments paraboliques banalisés.

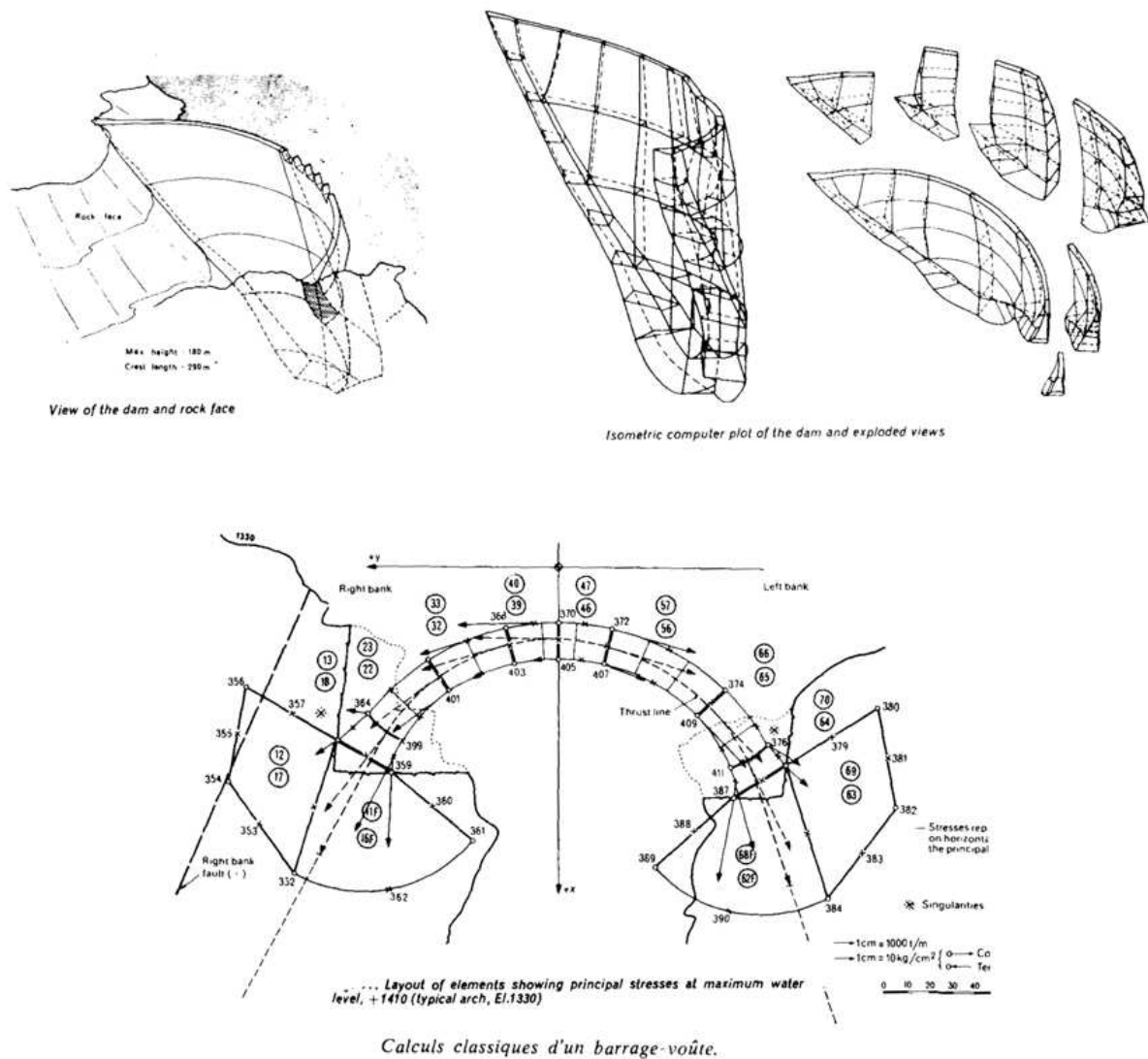
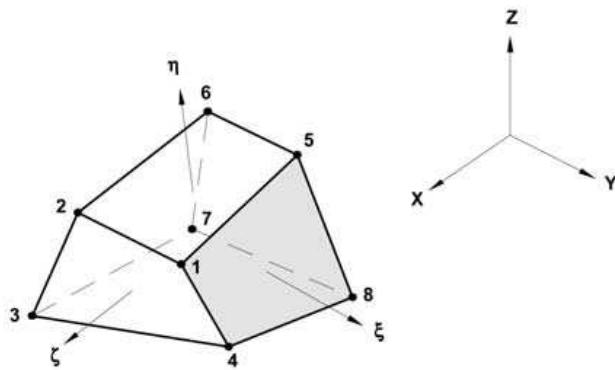
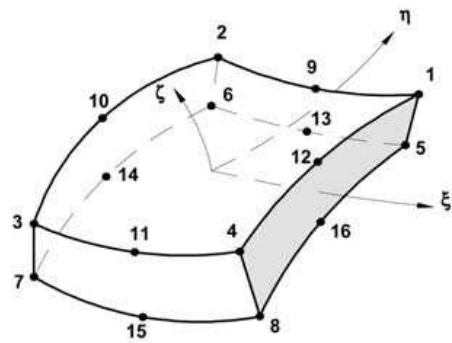


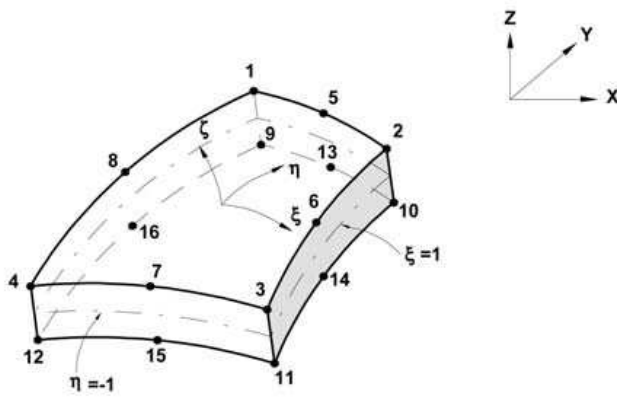
Figure 9-17 Calculs d'un barrage-voûte



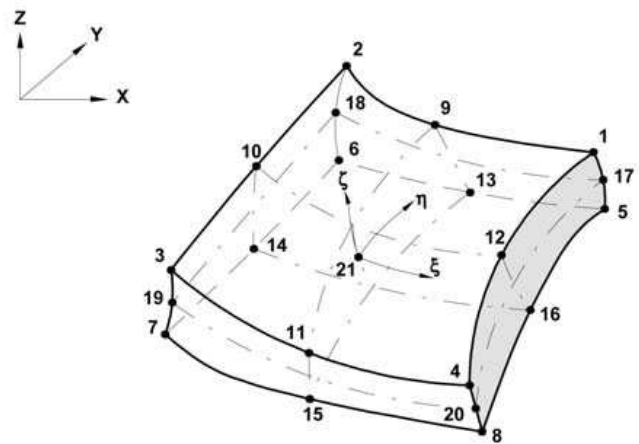
(a) 8-Node Solid Element



(b) 16-Node 3D Shell Element

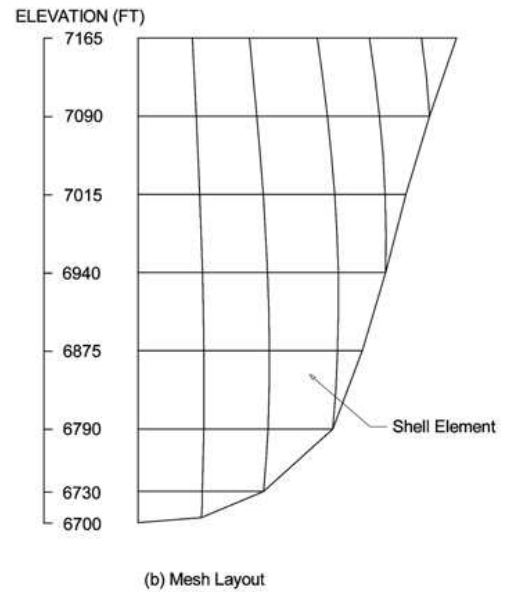
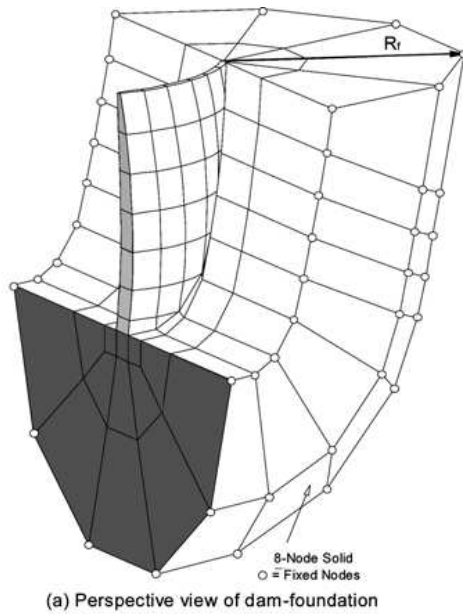


(c) Thick Shell Element

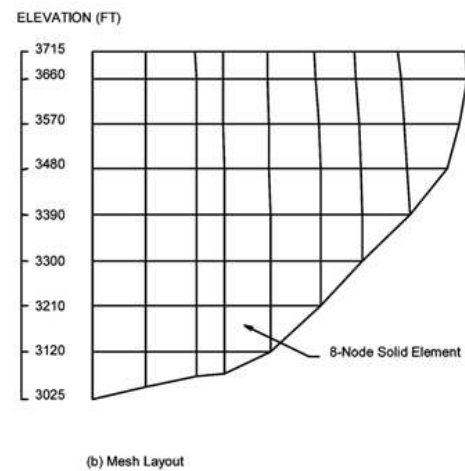
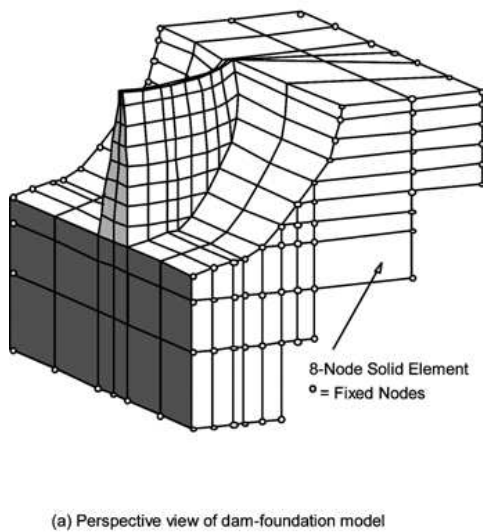


(d) General 3D Element with Variable No. of Nodes

Typical finite elements used in solid modeling.



Dam modeled using single layer of shell elements with circular foundation mesh of 8 node solids.



Dam modeled using 2 layers of 8 node solids with stepped foundation.

Etendue de la fondation

Il est acceptable, pour le calcul bi et tridimensionnel, d'inclure une portion limitée de la fondation en supposant que les déplacements deviennent nuls à une certaine distance donnée. L'approximation propre au calcul bidimensionnel rend cette approche assez réaliste et l'on évite ainsi les problèmes qui seraient posés par les déformations finies d'un demi espace. On n'est toujours pas certain de la meilleure façon de traiter la fondation, mais on peut utilement

diviser celle-ci à l'aide d'un certain nombre d'éléments finis afin d'en apprécier l'état de contrainte.

La nature des charges

Quel que soit le type de barrage à étudier l'effet du poids propre et de l'eau est de première importance. Il est donc malaisé d'étudier les hypothèses de charges sans tenir compte au préalable des caractéristiques des matériaux en jeu. Tous les matériaux faisant partie des barrages (béton, rocher, terre) partagent une même caractéristique - la porosité. Ainsi il y a toujours un risque de pressions internes par suite de la percolation de l'eau dans les vides interstitiels aussi petits soient-ils. Ce fait est généralement admis par les mécaniciens du sol, mais il est mal compris (ou accepté) dans le domaine des ouvrages en béton. Cependant, un grand nombre d'essais (de fracture, de déformation) ont démontré que la contrainte effective σ_0 définie i par rapport à la contrainte totale σ et à la pression interstitielle p par la relation:

$\sigma_0 = \sigma - mp$ est le facteur déterminant pour le comportement extrême du béton ; ainsi il semble que c'est le meilleur terme par rapport auquel on peut définir les relations constitutives.

La question est évidemment la valeur à adopter pour caractériser la pression interstitielle et pour ceux qui (appuies par certains résultats expérimentaux) pensent que, dans des conditions de semi-saturation, on peut négliger l'influence de la pression interstitielle, le moyen pour éviter ce problème est évident – dans ce cas, on pose simplement que cette pression est égale à zéro.

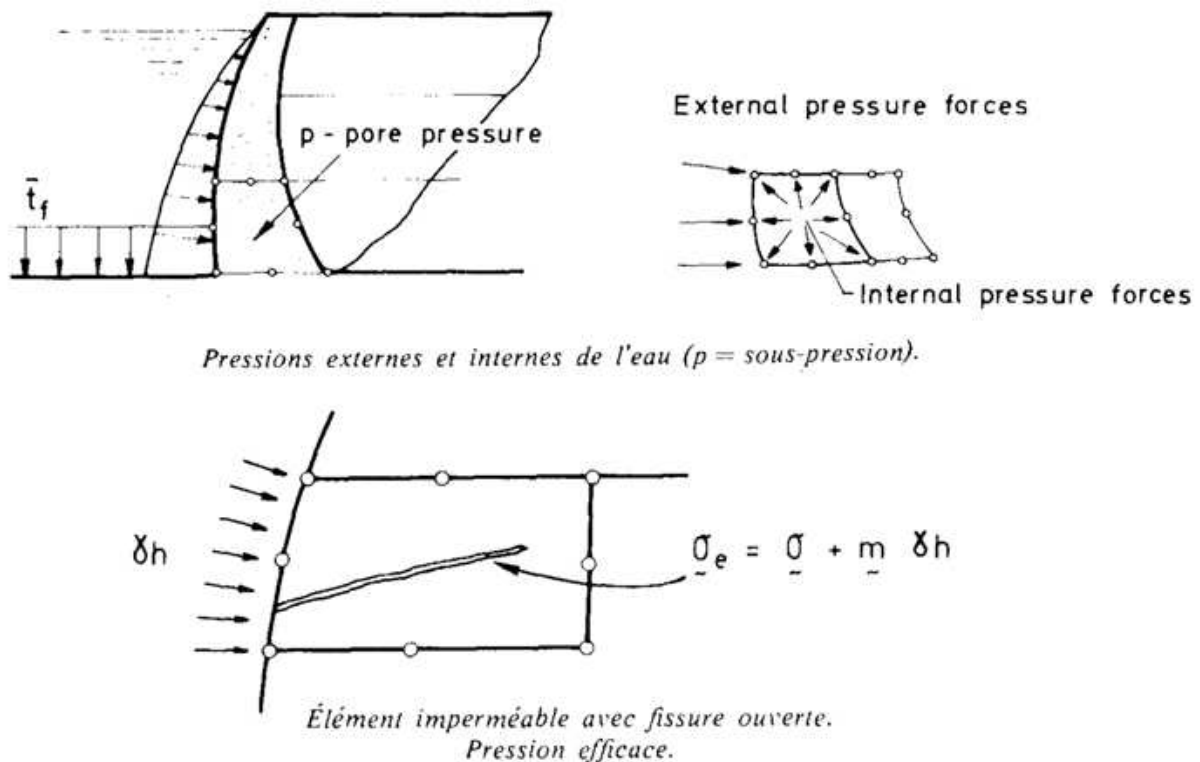


Figure 9-18 Effet de l'eau

On peut résumer ainsi. Dans le cas du barrage de la figure 9.18, pour fixer les forces dues à la pression d'eau :

- 1) Pour l'application de la charge hydrostatique, on assimile la surface à un milieu imperméable pour calculer ensuite les forces correspondantes aux noeuds.
- 2) Ensuite on calcule les forces nodales supplémentaires à l'aide de l'équation:

$$-\int_{\Omega} \underline{B}^T \underline{m} p d\Omega \quad (9-3)$$

en adoptant une hypothèse quelconque pour la répartition des pressions interstitielles. Cette méthodologie présente l'avantage d'une séparation complète des *effets des sous-pressions* et de la charge externe.

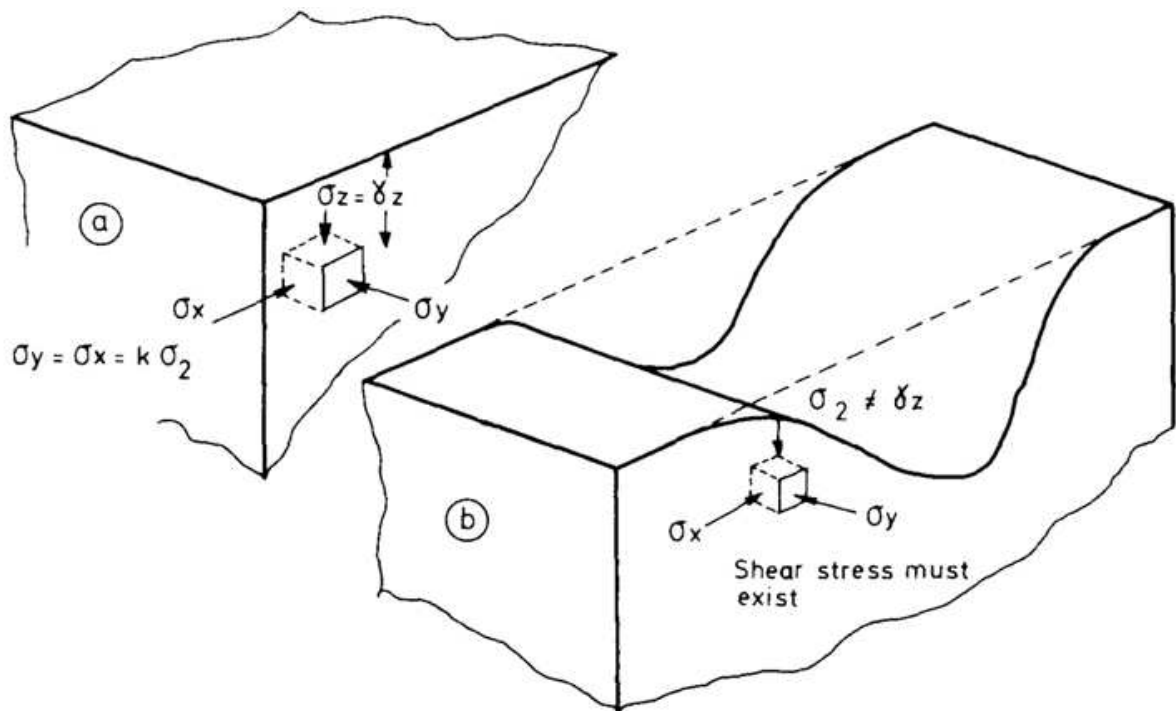
On peut conclure que l'on aurait pu aussi bien assimiler l'ouvrage en béton à un corps imperméable, en négligeant l'influence de la pression interstitielle sur le comportement en déformation.

Pour le calcul non linéaire des fissures (voir plus loin), on a l'habitude de poser une certaine répartition des fissures, en dotant une large zone de l'élément de caractéristiques de perméabilité. Ainsi, nous préférons tenir compte des pressions interstitielles possibles dont la répartition est posée a priori.

Enfin, il faut dire un mot sur la charge hydrostatique agissant sur la fondation (t_f dans la figure 9.16). Il est évident que pour une fondation étanche ($p = 0$ à l'intérieur de la masse), cette charge appliquée contre la surface entraîne une compression du rocher. Par contre, supposant, dans le massif, une répartition hydrostatique des pressions interstitielles, les forces volumiques qui en résultent seront toutes dirigées vers le haut. Le résultat est donc une dilatation, ou un déplacement ascensionnel du massif. L'objectif des calculs est la détermination des modifications qui interviennent par rapport à la condition initiale. Ainsi, dans le cas présent, il est possible qu'une répartition hydrostatique des pressions existât avant la réalisation du barrage, la pression superficielle étant toutefois nulle. On peut donc trouver que cette tendance de déplacement du massif est parfaitement compensée. Il est souhaitable d'éliminer dans le calcul les pressions interne et externe en l'absence d'informations complètes sur la fondation.

Pour le massif rocheux de fondation d'un barrage, il est évident que la charge due au poids propre existe depuis toujours créant un champ de contraintes naturelles initiales. Ainsi, dans le calcul, on ne doit pas introduire le poids propre.

Mais il est nécessaire d'ajouter, aux contraintes appliquées par l'ouvrage, les contraintes initiales, d'autant plus que l'on étudie le comportement inélastique (non linéaire) du massif.



Systèmes de contraintes initiales du rocher uniforme (a) et non uniforme (b).

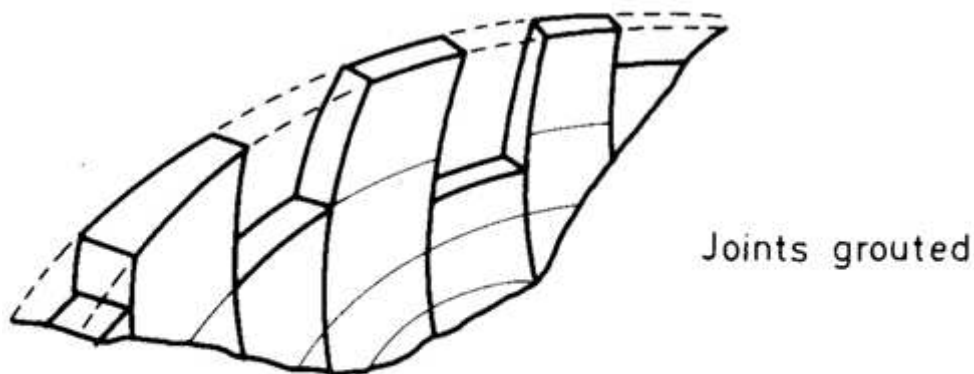
Pour tous les barrages (béton, enrochement, terre), le poids propre intervient toujours à mesure que l'ouvrage s'élève (levées de béton, couches de remblais).

On sait reproduire cette séquence, mais le calcul est long et onéreux. On a souvent étudié le problème de la nécessité de suivre le comportement en cours de réalisation; nous pouvons résumer les résultats de ces études ainsi:

Pour un profil bidimensionnelle d'un barrage-poids (ou à contreforts), pour les contraintes, l'écart entre la méthode globale et celle reproduisant la montée de l'ouvrage est négligeable.

Pour un calcul bidimensionnel, l'effet de la construction peut être plus significatif.

Pour les barrages voûtes, la situation est différente. Il y a des joints, et les contraintes dues à l'accrochage de l'ouvrage sur les rives sont négligeables. En principe, le calcul des charges dues au poids propre devrait suivre plus ou moins la séquence des travaux.



*Effet des phases de construction dans l'effet du poids.
Barrage-voûte (joints injectés).*

Efforts thermiques et de retrait

Il est facile d'introduire dans le calcul les déformations initiales dues aux conditions thermiques connues. On peut souvent calculer, sans difficulté, la répartition même des températures à l'aide du même maillage d'éléments finis que celui utilise pour le calcul des contraintes. Cependant, pour les conditions thermiques "permanentes" on peut adopter, pour cette répartition une hypothèse simplificatrice. Pour de telles conditions thermiques permanentes, on constate un important déplacement de l'ensemble de l'ouvrage; il en résulte, dans le calcul par éléments finis, des "forces" thermiques importantes.

En revanche, pour les variations rapides de température, on constate une condition transitoire qui n'affecte qu'une mince couche superficielle; dans ce cas les "forces thermiques" sont peu importantes.

9.6 Rupture

Les causes des accidents sont les suivantes :

- Gestion des crues
- Manoeuvre des vannes
- Géologie
- Structure
- Glissement de terrain (land sliding)

Exemple du barrage de Malpasset

Le barrage de Malpasset (figure 9.19) est un barrage de type voûte. Sa mise en eau se fait en 1954.

Le but de ce barrage était d'irriguer la plaine proche de Fréjus en retenant les eaux du Reyran, torrent qui ne coule qu'en hiver. En 1959, la Côte d'Azur reçoit des pluies diluviennes, le niveau de l'eau monte très rapidement - trop rapidement pour permettre un contrôle convenable des réactions du barrage. D'autant qu'il est impossible, à ce moment, de lâcher de l'eau : la construction de l'autoroute juste en aval du barrage interdit d'ouvrir les vannes - sauf à endommager les piles d'un pont dont le béton vient d'être coulé. Le 2 décembre à 18 heures, les responsables du barrage décident tout de même de laisser s'écouler un peu d'eau, la capacité maximale de l'ouvrage étant atteinte. Le barrage est donc rempli à ras bord lorsqu'il cède, à 21 h 13 exactement.

La rupture du barrage est imputée à la résistance insuffisante de la roche sur laquelle il s'appuyait. Malgré la très faible épaisseur du barrage de Malpasset : 6,78 m à la base et 1,50 m à la crête, ce qui en faisait le barrage le plus mince d'Europe, la voûte elle-même est entièrement hors de cause. La catastrophe a fait 423 victimes. Par ailleurs, 2,5 km de voies ferrées ont été arrachés, 50 fermes soufflées, 1000 moutons et 80 000 hectolitres de vin perdus.

La roche d'appui était constituée de micaschistes faillés. Elle était susceptible de s'hydrolyser sous une forte pression d'eau, phénomène qui était mal connu à l'époque. L'hydrolyse des schistes les transforme en une sorte de mille-feuilles dont les feuilles glissent les unes par rapport aux autres, ce qui a entraîné le glissement de blocs entiers à l'endroit où la pression d'eau était la plus forte, c'est-à-dire à la base du barrage (plus précisément, sur la partie rive gauche du barrage).

Les failles du micaschiste n'ont fait qu'accélérer et amplifier le phénomène une fois le barrage complètement en eau.

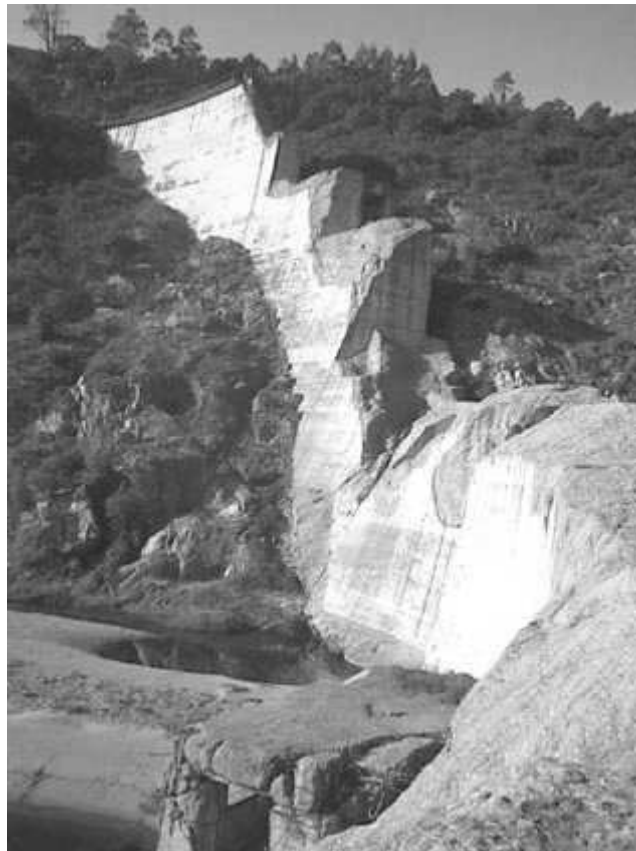


Figure 9-19 Le barrage de Malpasset aujourd'hui [2]

Notions de risque

L'estimation des risques est primordiale dans le cas des barrages fixes, compte tenu du danger qu'ils représentent en cas de rupture.

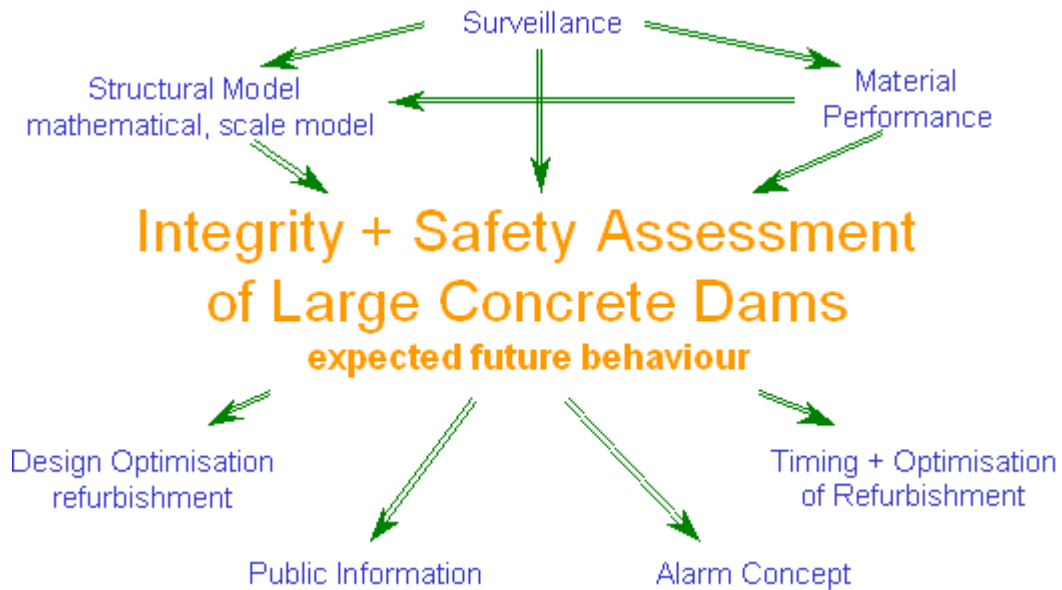


Figure 9-20 Evaluation du risque

Les stratégies de maintenance et de réparation sont des données fondamentales que prennent en compte les exploitants. Il y a deux approches pour évaluer la sécurité d'un ouvrage :

- approche déterministe (coefficient de sécurité (global ou partiel) de l'ouvrage) ;

$$S \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_g} \quad (9-4)$$

S = forces agissant sur la structure

R_d = résistance de conception

R_k = résistance calculée

γ_g = coefficient de sécurité global. Ce coefficient est « subjectif », basé sur l'expérience, des essais, ainsi que des considérations économiques ou sociales.

$$S_k \gamma_S \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (9-5)$$

S_k = forces agissant sur la structure

R_k = résistance calculée

γ_S = coefficient de sécurité partiel pour S .

γ_R = coefficient de sécurité partiel pour R .

Ces coefficients partiels sont issus de calculs probabilistes et basés notamment sur les eurocodes. Toutefois, ils sont eux aussi encore souvent basés sur l'expérience, des essais, ainsi que des considérations économiques ou sociales. Il s'agit dans ce cas d'une approche semi-probabiliste.

La sécurité n'est assurée qu'au niveau du design du projet, car cela ne prend pas en compte certains cas extrêmes rares. Les incertitudes des modèles ne sont pas prises en compte etc.

- approche probabiliste, qui inclut une analyse de fiabilité et étudie les probabilités de rupture.

Dans cette méthode, on identifie les événements pouvant conduire à la rupture du barrage : actions → réponses → conséquences.

La vulnérabilité est la probabilité qu'un mode de rupture va se produire sous un chargement donné.

Le risque peut se définir comme étant le produit d'une action par sa vulnérabilité.

L'analyse de risque comporte des limitations. Il peut être difficile de prévoir toutes les sollicitations qui agissent sur le barrage et donc pourraient mener à sa ruine. De même, les outils numériques actuels ne sont pas encore parfaits pour prendre en compte tous les cas de figure des modes de rupture. Enfin, il faut parfois émettre des hypothèses, plus ou moins favorables à la sécurité, quand on ne sait pas quantifier certaines incertitudes.

9.7 Références

[1] *Les barrages et l'eau dans le monde*, ICOLD-CIGB, 2007.

[2] *Les barrages fixes*, notes de cours de A.Lejeune, ULG, 2003.

[3] *Hydraulic structures*, Novak, Moffat, Nalluri, Narayanan, Taylor & Francis editions, 2007.

[4] *Calcul et conception des barrages par les méthodes des éléments finis*, Notes de cours de Radu Sarghiuta, Université Technique de Bucarest (UTB), Roumanie, 2008.

[5] *Risk assessment*, Notes de cours de Radu Sarghiuta, Université Technique de Bucarest (UTB), Roumanie, 2008.

[6] *Structural analysis of gravity dams*, Notes de cours de Radu Sarghiuta, 2008.

[7] *Les barrages fixes*, notes de cours de N.Dehousse, ULG, 1972.

10 Les structures flottantes

10.1 Principes élémentaires d'équilibre

10.1.1 Principe d'Archimède

Quand un corps solide est plongé dans un fluide en équilibre, il subit de la part de ce fluide une action verticale ascendante égale au poids du fluide déplacé, passant par B, le centre de carène (non appliqué en B¹ !). Le centre de carène est le centre de gravité du volume de fluide déplacé.

La structure flottante est soumise à deux forces :

- son poids Δ passant par G,
- la résultante des poussées hydrostatiques passant par B.

La condition nécessaire et suffisante d'équilibre est que B et G soient sur une même verticale et que $\Delta = \rho g \nabla$.

Δ est le déplacement standard avec appendices. ∇ est le volume de carène hors membres, qui correspond pour une flottaison donnée au volume défini par le plan des formes.

Le centre de gravité peut très bien se trouver soit au-dessus soit en dessous du centre de carène. En l'absence d'autres forces, le corps flottant reviendra après rotation, à sa position initiale grâce au couple de rappel. C'est un équilibre stable.

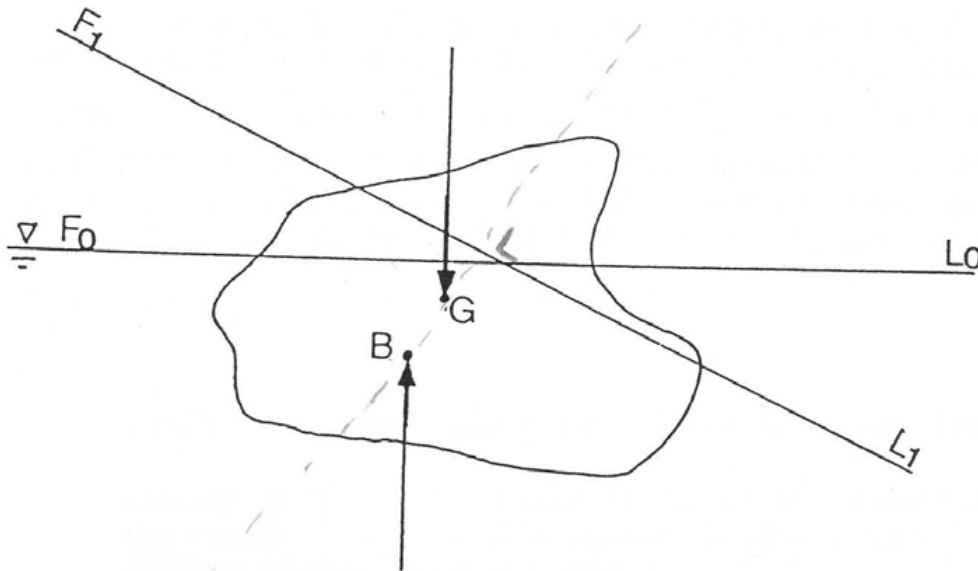


Figure 10.1

¹ Comme le poids, la poussée d'Archimède n'est pas une force unique, mais une résultante. Elle n'a donc pas à proprement parler de point d'application.

Il y a cependant une exception lorsque le corps flottant est de révolution et que le centre de gravité coïncide avec l'axe de révolution : si ce corps tourne de n'importe quel angle, il n'existe aucun couple et le corps restera dans la même position (figure 10.2). C'est un équilibre indifférent.

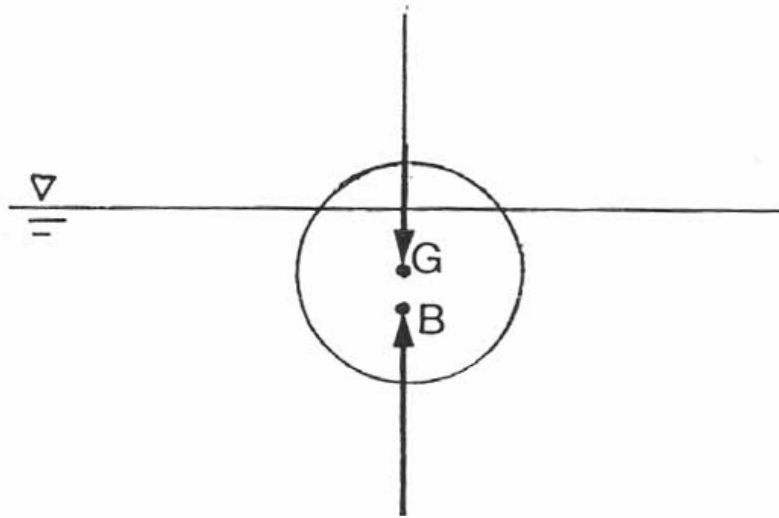


Figure 10.2

10.1.2 Types d'équilibre et grandeurs principales relatifs au flotteur

Le mouvement d'une structure flottante peut se décomposer en deux mouvements : un déplacement vertical sans variation angulaire (déplacement isocline) et une inclinaison sans variation de déplacement (déplacement isocarène).

Premier cas : déplacement isocline

L'équilibre est stable si, pour toute variation $\delta \nabla$ du déplacement de la structure, correspond une force verticale ascendante $\varpi \delta \nabla$ qui tendra à la ramener à sa position initiale.

Deuxième cas : déplacement isocarène

Soit une structure flottante représentée à la figure 10.3 par une coupe transversale perpendiculaire à son axe d'inclinaison horizontal Z.

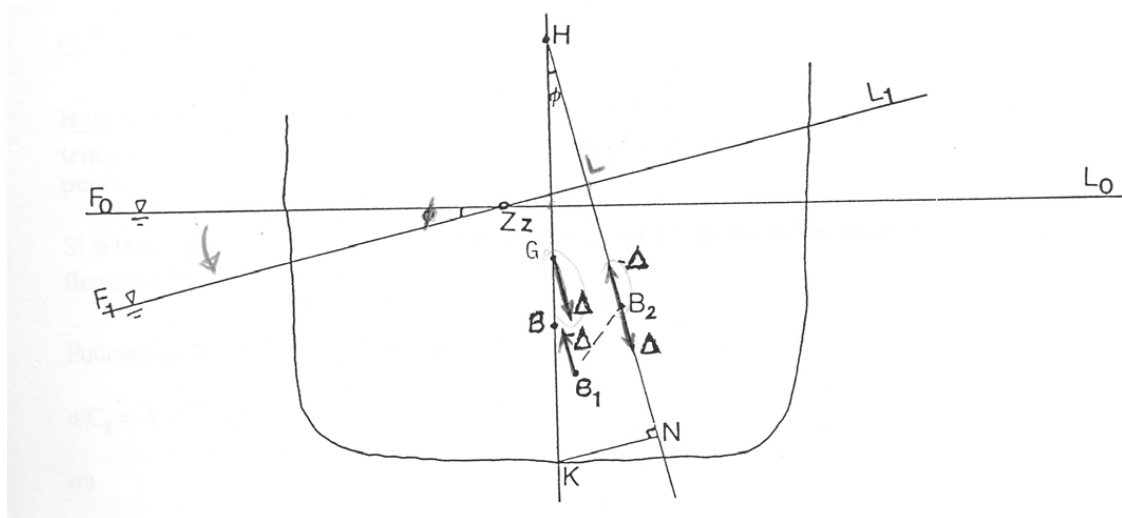


Figure 10.3

Le plan de la figure passe par G et B (centre de carène initial relatif à la flottaison F_0L_0).

Imposons à la structure une inclinaison isocarène d'angle ϕ autour de l'axe Zz correspondant à la nouvelle flottaison F_1L_1 . Le centre de carène se déplace de B en B_1 représenté sur la figure par sa projection B_2 .

Rien n'est changé au système de forces, si l'on ajoute au point B_2 deux forces Δ de même direction mais de sens opposé. Il est possible ainsi de décomposer le système en deux couples :

- le premier ($B_2, +\Delta$) ($B_1, -\Delta$) perpendiculaire à l'axe d'inclinaison qui agit donc perpendiculairement à l'axe Zz provoquant ainsi une gîte.
- Le second (G, Δ) ($B_2, -\Delta$) parallèle à l'axe d'inclinaison provoquant une inclinaison autour de cet axe.

L'équilibre sera stable si ce dernier couple tend à redresser le flotteur.

Le point H, à l'intersection de la verticale passant par B_2 et de celle passant par B et G, s'appelle point métacentrique relatif à la flottaison F_1 , l'axe Zz et l'inclinaison ϕ .

Le couple de redressement vaut :

$$C_r = \Delta \cdot \overline{GH} \sin \phi \quad (10-1)$$

On peut également écrire le couple de redressement sous la forme suivante :

$$C_r = \Delta \cdot (\overline{KH} - \overline{KG}) \sin \phi \quad (10-2)$$

Ou

$$C_r = \Delta \cdot \overline{KN} - \Delta \cdot \overline{KG} \sin \phi \quad (10-3)$$

Le terme $\Delta \cdot \overline{KN}$ ne dépendant que des formes de la partie immergée de la structure, le terme $\Delta \cdot \overline{KG} \sin \phi$ ne dépendant que de la position de G, c'est-à-dire de la répartition des poids.

Si ϕ tend vers 0, on obtient la stabilité initiale : B_1 tend vers B et H vers un point M appelé métacentre relatif à la flottaison F_0L_0 et l'axe Zz .

Pour une petite inclinaison $d\phi$, le couple de redressement s'écrit :

$$dC_r = \Delta \cdot \overline{GM} d\phi \quad \text{ou} \quad dC_r = \Delta \cdot (\overline{BM} - \overline{BG}) d\phi \quad (10-4)$$

où BM est le rayon métacentrique ,

$\Delta \overline{BM} - \overline{BG}$ est le module de stabilité initial,

$GM = (\overline{BM} - \overline{BG})$ est la hauteur métacentrique.

Aux petits angles, le couple de redressement dC_r peut se décomposer en deux couples

- le couple (G, $+\Delta$) (B, $-\Delta$) de valeur $-\Delta \cdot \overline{BG} d\phi$, appelé couple de stabilité de poids, parce qu'il est indépendant du changement de forme de la partie immergée
- le couple (B, $+\Delta$) (M, $-\Delta$) de valeur $\Delta \cdot \overline{BM} d\phi$, appelé couple de stabilité de forme parce qu'il est lié à la déformation du volume immergé et qu'il est indépendant de la répartition des poids.

10.1.3 Effet d'un déplacement de poids sur la stabilité

Le déplacement d'un poids d'un endroit d'une structure flottante à un autre s'accompagne :

- d'une inclinaison isocarène
- d'un déplacement du centre de gravité.

Pour le calcul, on décompose un déplacement suivant ses trois composantes : déplacement vertical, déplacement transversal, déplacement longitudinal.

Déplacement vertical :

Déplaçons un poids p d'une hauteur z (figure 10.4 : pour la position d'équilibre initial, il n'y a pas de couple engendré par cette opération)

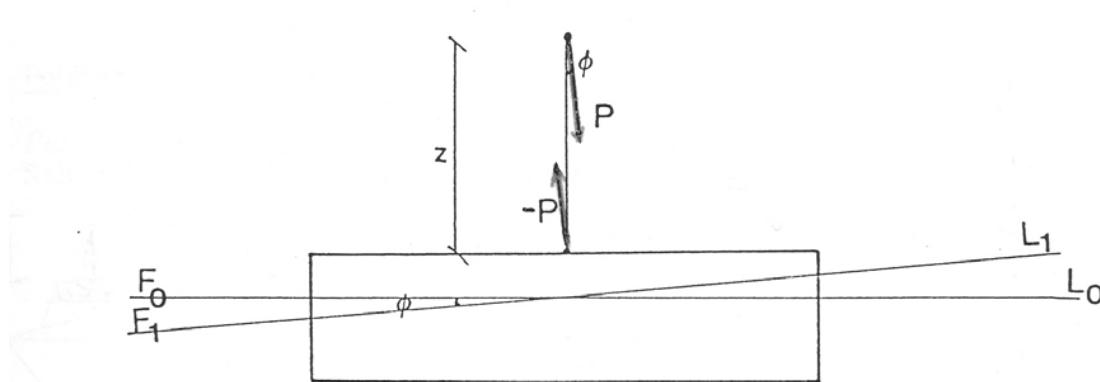


Figure 10.4

Si la structure d'incline d'un angle ϕ , un couple inclinant indépendant de la direction de l'axe d'inclinaison apparaît. Il vaut : $C_{iv} = p z \sin \phi$.

Le couple de redressement diminue de $p z \sin \phi$, le module de stabilité initial diminue de $p z$ et la hauteur métacentrique de la grandeur $(p/\Delta) \cdot z$.

La descente d'un poids par rapport à la structure se traduit au contraire par une augmentation de stabilité.

Déplacement transversal :

Déplaçons un poids p transversalement d'une distance y .

Puisque nous restons dans le calcul des petites inclinaisons, le poids p sera petit par rapport au déplacement et le couple perturbateur d'axe transversal qui pourrait apparaître est négligé.

L'inclinaison s'obtient à l'aide de l'équation suivante (figure 10.5) :

$$p y \cos \phi = \Delta \cdot (\overline{BM} - \overline{BG}) \sin \phi \quad (10-5)$$

ou pour ϕ petit

$$p y = \Delta \cdot (\overline{BM} - \overline{BG}) \phi \quad (10-6)$$

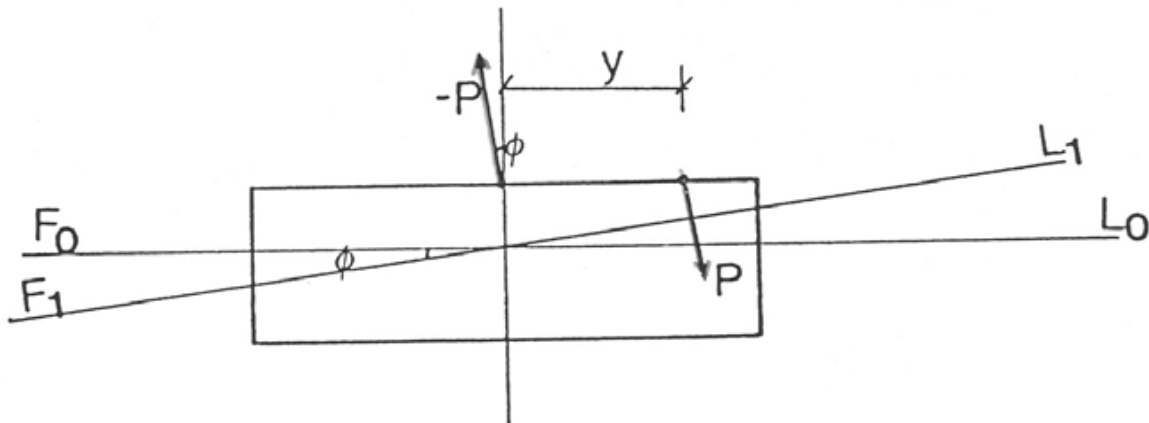


Figure 10.5

10.1.4 Conditions pour qu'une poutre homogène à section rectangulaire puisse flotter horizontalement

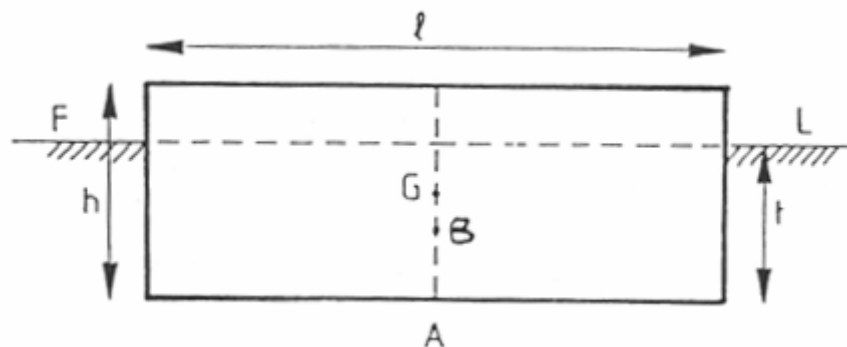


Figure 10.6

Prenons comme plan de figure la section droite de la poutre passant par \overline{BG} (figure 10.6).

Soient :

- L la longueur
- l la largeur
- h la hauteur
- t le tirant d'eau
- δ le poids spécifique de la poutre homogène
- π le poids spécifique du liquide

On a Poids = Poussée

Soit $L l \delta = L l t \pi$

D'où $\frac{\delta}{\pi} = \frac{t}{h}$

$$\text{Calculons } \overline{GM} : \overline{GM} = \frac{Ll^3}{12} \frac{1}{Lt} = \frac{l^2}{12t} \quad (10-7)$$

$$\overline{BG} = AG - AB = (h-t)/2$$

$$\text{Et } \overline{BM} = \frac{l^2}{12t} - \frac{(h-t)}{2} = \frac{1}{2t} \left(t^2 - ht + \frac{l^2}{6} \right) \quad (10-8)$$

Les racines du trinôme en t sont :

$$t = \frac{h}{2} \pm \sqrt{\frac{h^2}{4} - \frac{l^2}{6}} \quad (10-9)$$

Pour que \overline{GM} soit positif, il faut que le trinôme le soit, c'est-à-dire qu'il faut, ou bien qu'il n'ait pas de racines réelles, ou bien que t soit situé en dehors des racines.

Pour qu'il n'ait pas de racines réelles, il faut que la quantité sous radical dans l'expression des racines soit négative, soit :

$$\frac{h^2}{4} - \frac{l^2}{6} < 0 \quad \text{d'où} \quad \frac{l^2}{h^2} > \frac{3}{2} \quad \text{ou} \quad \frac{l^2}{6} > 1,224 \quad (10-10)$$

Une poutre homogène, à section rectangulaire, peut donc flotter en équilibre stable, à plat, dans la mesure bien entendu où son poids spécifique est inférieur à celui du liquide sinon la poutre coulerait, si le rapport de sa largeur à sa hauteur est plus grand ou égal à 1,224.

Au-dessous de cette limite, c'est-à-dire si le trinôme a des racines, on devra avoir, pour qu'il soit positif, ainsi qu'il a déjà été dit :

$$t > \frac{h}{2} + \sqrt{\frac{h^2}{4} - \frac{l^2}{6}} \quad (10-11)$$

$$t < \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - \frac{l^2}{6}} \quad (10-12)$$

C'est-à-dire, en remplaçant t par $h\delta/\pi$:

$$\delta > \pi \left(\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{l^2}{6h^2}} \right) \quad (10-13)$$

$$\delta < \pi \left(\frac{1}{2} - \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{l^2}{6h^2}} \right) \quad (10-14)$$

Si la section est carrée, il suffit de poser $l = h$ dans les formules précédentes. On en déduit que, pour qu'une poutre à section carrée puisse flotter dans l'eau douce, en équilibre stable, avec une de ses faces horizontale, il faut que son poids spécifique δ remplisse les conditions suivantes :

$$\delta > 0,789 \text{ ou } \delta < 0,211$$

Si le poids spécifique δ était compris entre ces deux valeurs, la poutre ne pourrait flotter horizontalement.

Si la poutre a un plan diagonal horizontal (figure 10.7), on peut également déterminer les conditions de flottaison.

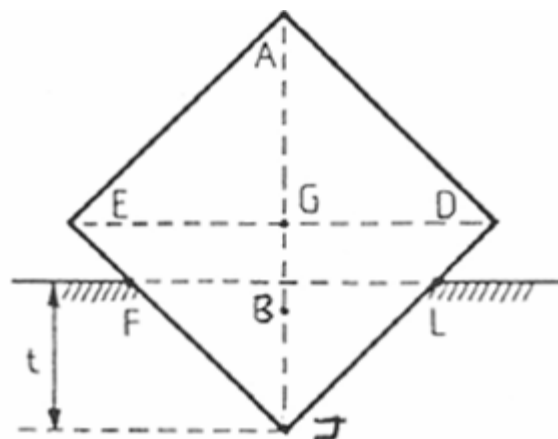


Figure 10.7

En définitive, la figure 10.8 représente les six positions d'équilibre, avec les limites correspondantes des variations du poids spécifique (δ) du corps entre les positions successives.

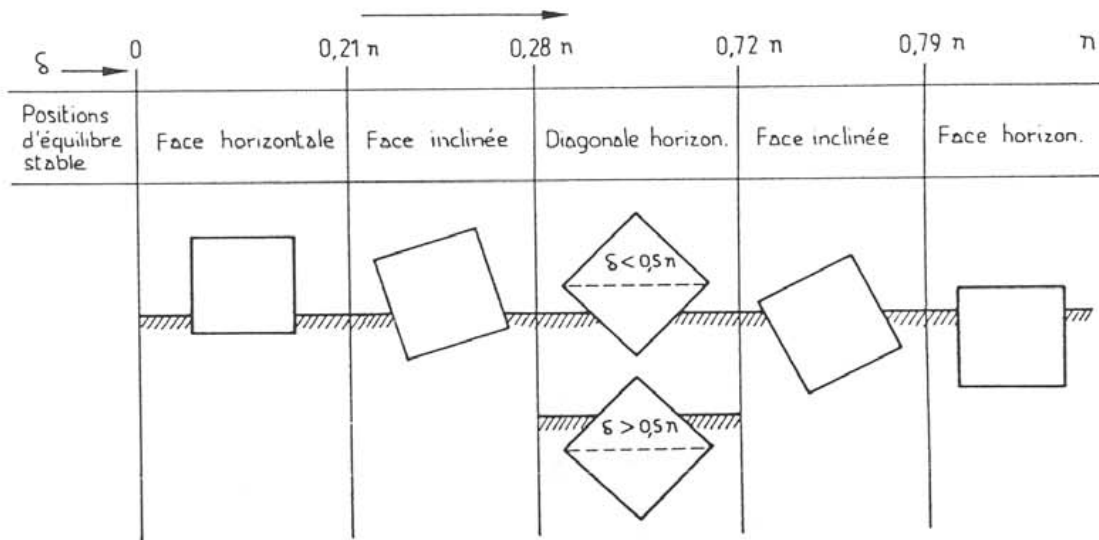


Figure 10.8

10.2 Calcul de la flexion longitudinal d'une poutre de structure flottante

En excluant les forces d'inertie dues au mouvement de la structure flottante, les sollicitations de la structure-poutre sont dérivées de deux sources : d'une part les charges et le poids propre et d'autre part les poussées de l'eau.

Dans la structure considérée comme étant en équilibre statique, les charges appliquées sont bien déterminées. Les réactions de l'eau sont réparties comme les volumes immergés et font globalement équilibre aux poids. C'est la répartition différente de ces deux systèmes de forces le long de la structure flottante qui donne lieu à une flexion longitudinale dans le plan d'une poutre droite verticale. On l'étudie comme la flexion simple d'une poutre droite.

Considérons le cas d'une structure au repos en eau calme. Ce n'est pas le cas le plus défavorable mais il est utile de l'étudier pour éclairer la question (figure 10.9).

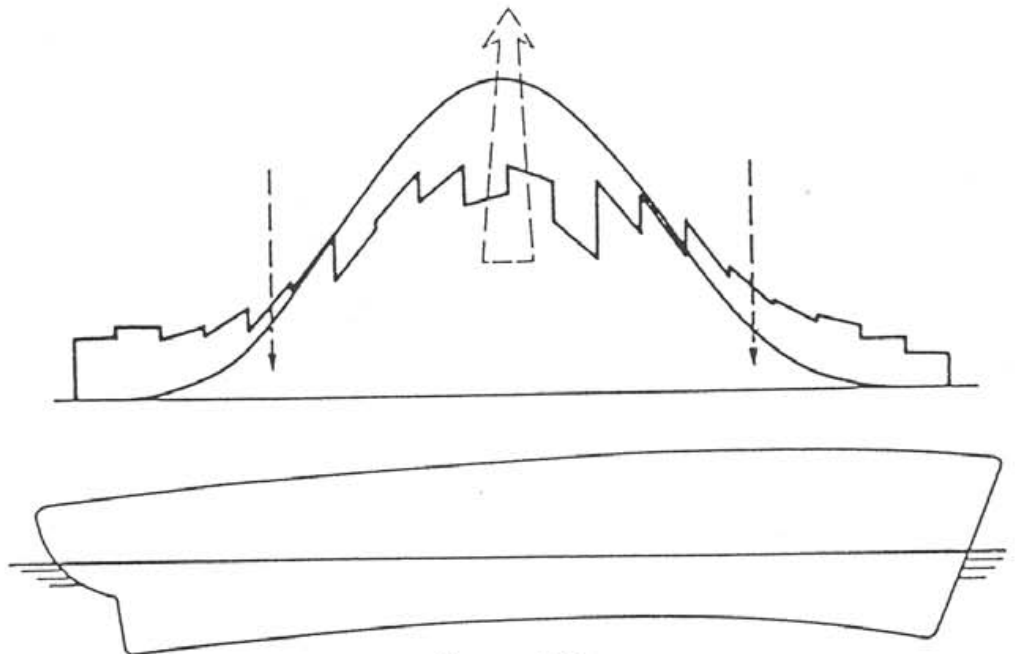


Figure 10.9

Cette figure montre un cas de flexion par arc (hogging). La flexion par contre-arc peut également exister (sagging). Il n'est pas difficile de comprendre que cette flexion peut être grandement accrue si le navire est situé dans la houle. La figure 10.10 montre la sollicitation de flexion par contre-arc.

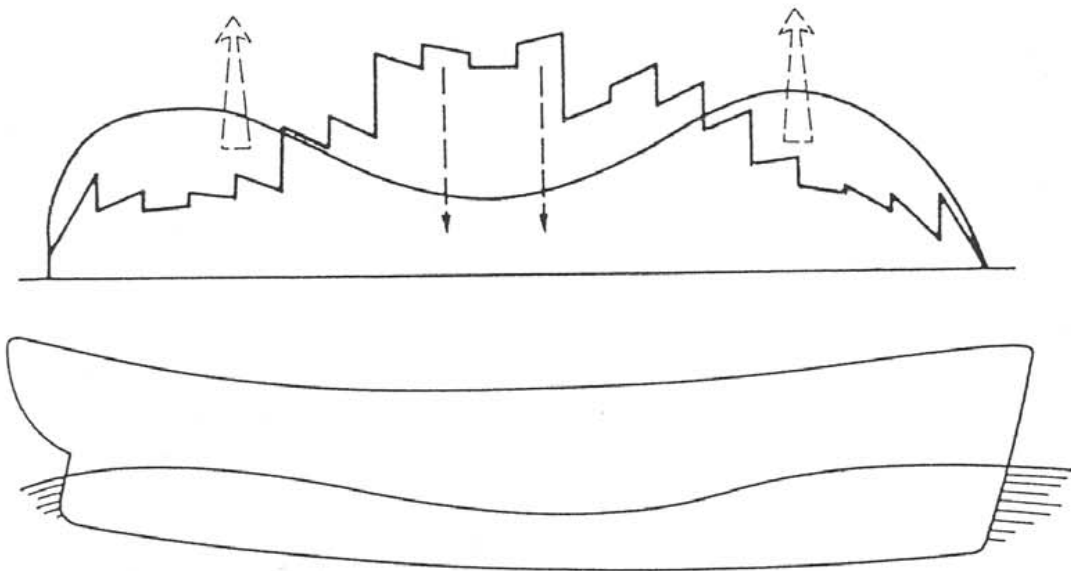


Figure 10.10

Les sollicitations sur la poutre sont dues aux causes suivantes :

- a. à la distribution longitudinale des deux systèmes de sollicitations verticales en eau calme,
- b. aux charges additionnelles dues aux passages d'un train de vagues, le navire restant fixe,
- c. aux charges dues en plus aux vagues causées par la structure elle-même si elle se déplaçait en eau calme,
- d. aux charges dues à la variation de la distribution des poids causée par les accélérations du navire en mouvement.

Le calcul standard suivant tient compte des cas a et b. Les deux autres cas engendrent des efforts moins importants et ne sont pas souvent pris en considération si ce n'est partiellement dans une approche statistique du problème.

Calcul standard

La méthode de calcul est la suivante.

On suppose que la structure ne rencontre jamais une mer qui impose une flexion plus sévère que celle causée par une vague dont la longueur est égale à celle de la structure.

Deux cas sont envisagés :

- la crête est située à mi-longueur du navire et les creux aux perpendiculaires : cette situation correspond à une déformation par arc (hogging).
- Le creux est situé à mi-longueur et les crêtes au droit des perpendiculaires : cette situation correspond à une déformation par contre-arc (sagging).

La structure est supposée momentanément immobile sur la vague et la vague appliquée statiquement. Dans cette condition, les courbes de distribution des poids et des forces hydrostatiques sont facilement définies. La différence des deux diagrammes donne une courbe de chargement résultant unitaire p qui peut définir les efforts tranchants.

$$T = \int_0^L p \, dx \quad (10-15)$$

Avec $p = p_c - p_i$

Où p_c = charges unitaires,

p_i = poussée hydrostatique unitaire

Les moments fléchissants dans les différentes sections de la structure flottante sont obtenus par intégration des efforts tranchants :

$$M = \int_0^L T \, dx \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{M}{I} y \quad (10-16)$$

Les déformations de la structure au niveau des différentes sections ont été établies par double intégration de l'équation différentielle de la fibre moyenne déformée :

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad \text{et} \quad y = -\frac{1}{E} \iint \frac{M}{I} dx dy \quad (10-17)$$

Par intégration, on obtient :

$$EI (y_{x_0} - y_0 - x \operatorname{tg} \phi_0) = -S_{x_0} \quad (10-18)$$

Où

y_{x_0} = flèche au droit d'une section située à une distance x_0 de l'extrémité arrière ;

ϕ_0 = angle entre la position initiale de la fibre neutre à l'extrémité AR et sa position après déformation ;

y_0 = flèche initiale à l'extrémité AR ;

S_x = moment statique de la surface de la courbe des moments fléchissants comprise entre la perpendiculaire AR et la section x_0 , par rapport à cette même section.

En appliquant cette équation à l'extrémité AV (où $X = L$ pour le cas de la déformation transversale), et en posant $y_{x_0} = y_0 = 0$, on obtient :

$$\operatorname{tg} \phi_0 = \frac{S_{AV-AR}}{EI.L} \quad \text{avec} \quad S_{AV-AR} = S_L = \sum_1^n W_n l_n \quad (10-19)$$

Où S_{AV-AR} = moment statique de la surface de la courbe des moments fléchissants comprise entre les extrémités AV et AR.

n = nombre de sections de calcul.

En remplaçant la valeur de $\operatorname{tg} \phi_0$ dans l'équation initiale, on obtient la valeur de la flèche dans une section x :

$$EI \left(y_{x_0} - x \frac{\sum_1^n \Omega_n l_n}{EI.L} \right) = -S_{x_0} \quad (10-20)$$

$$\text{Où } S_{x_0} = \sum_1^{x_0} \Omega_i l_i = S_{x_i}$$

$$\text{Donc } y_{x_0} = \left(\frac{1}{EI} \right) \left(\frac{x_0}{L} \sum_1^n \Omega_n l_n - \sum_1^{x_0} \Omega_i l_i \right) \quad (10-21)$$

Vague utilisée

Il n'existe pas de vague standard universellement acceptée pour le calcul standard de la résistance longitudinale de la poutre de structure flottante. La forme généralement admise est une trochoïde (figure 10.11) dont les équations par rapport aux axes sont :

$$x = R\theta - r \sin\theta$$

$$z = r(1 - \cos\theta)$$

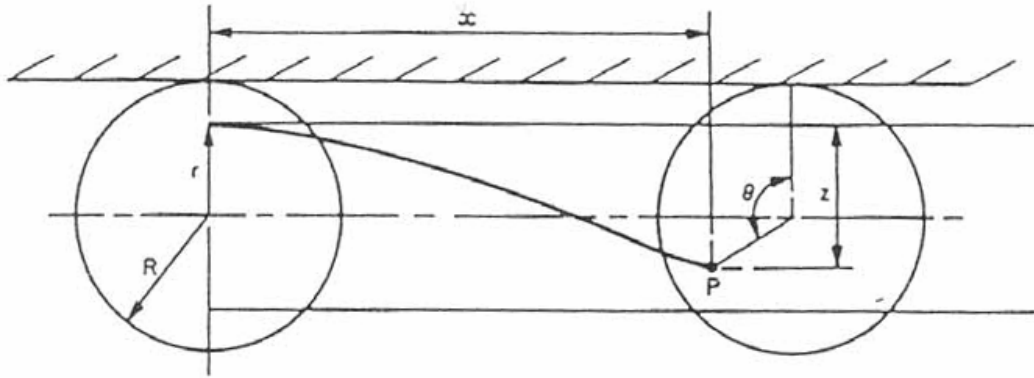


Figure 10.11

Une vague standard acceptée est celle qui a une hauteur égale au 1/20 de sa longueur. Dans ce cas, on a : $r = h/2 = L/40$ et donc :

$$x = \frac{L}{2\pi}\theta - \frac{L}{40}\sin\theta \quad (10-22)$$

$$z = \frac{L}{40}(1 - \cos\theta) \quad (10-23)$$

Des recherches ont montré que la vague « $L/20$ » est un peu optimiste pour des longueurs d'onde variant entre 300 et 500 pieds. Au-delà de 500 pieds, $L/20$ devient progressivement moins satisfaisante et au-delà de 1000 pieds, les valeurs de hauteur sont exagérées. Cela a conduit à l'adoption d'une houle trochoïdale de hauteur égale à $1,1\sqrt{L}$. Les équations sont donc dans ce cas :

$$x = \frac{L}{2\pi}\theta - \frac{1,1\sqrt{L}}{2}\sin\theta \quad (10-24)$$

$$z = \frac{1,1\sqrt{L}}{2}(1 - \cos\theta) \quad (10-25)$$

Où x , z et L sont exprimés en pieds. Pour les calculs en unités métriques, on adopte $0,607\sqrt{L}$ au lieu de $1,1\sqrt{L}$.

Courbe de Bonjean

Le calcul des différentes surfaces de flottaison se fait à partir du plan des sections horizontales ou lignes d'eau en utilisant la méthode des trapèzes. On calcule la surface de chaque ligne d'eau (voir figure 10.12) qui représente la partie arrière de quelques lignes d'eau.

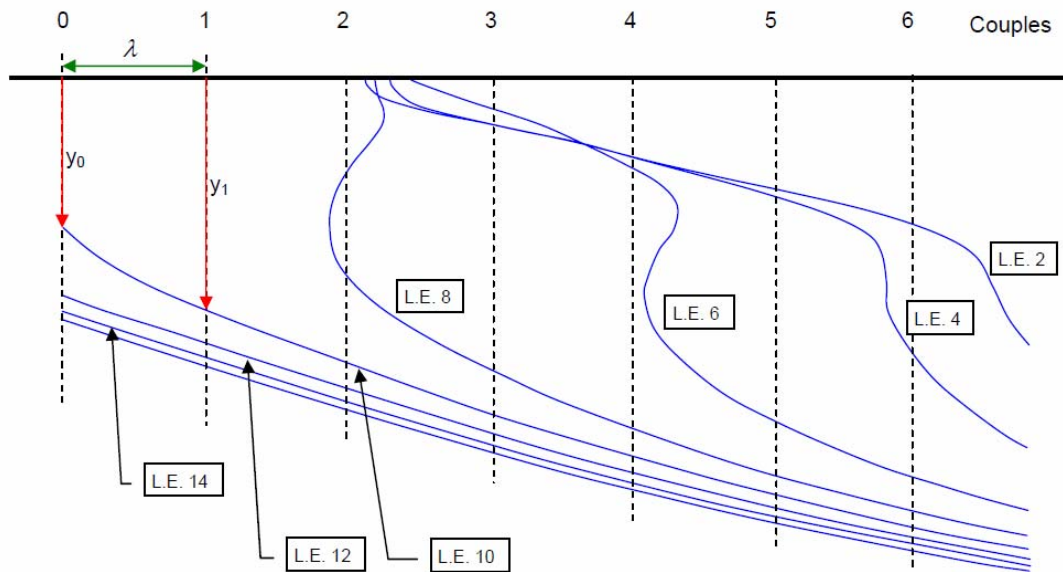


Figure 10.12 Tracé de l'extrémité arrière de quelques lignes d'eau d'un navire marchand moderne

Pour chaque ligne d'eau (L.E.2 à L.E. 14 par exemple sur cette figure où L.E.2 correspond à un tirant d'eau de 2 m, L.E.4 un tirant d'eau de 4 m, etc.), il faut mesurer la distance « y » à des intervalles λ à partir de l'axe de symétrie longitudinal. Il faut faire attention à l'échelle utilisée et ramener toutes les distances en mètres. Si une ligne d'eau est complexe, on peut la subdiviser en plusieurs portions. Dans cette partie complexe, on utilise un intervalle λ plus faible. Pour chaque ligne d'eau, on a donc alors des portions de surface à calculer séparément. On additionne ensuite ces différentes portions pour obtenir la surface totale de la surface de flottaison correspondante à la ligne d'eau étudiée. La valeur y_n de la fin d'une portion se reporte comme valeur y_0 de la portion suivante. On procède de même pour les autres lignes d'eau pour obtenir les surfaces $S_0, S_1, S_2, \dots, S_n$ correspondantes aux lignes d'eau L.E.0, L.E.1, L.E.2... L.E.n.

Il ne faut pas oublier que la surface calculée ainsi par la méthode des trapèzes ne représente que la demie surface de chaque ligne d'eau puisque les mesures de « y » sont prises depuis l'axe longitudinal qui coupe la surface de flottaison en deux.

Pour le calcul du volume des carènes, le principe est exactement le même que précédemment, mais aux valeurs de distance $y_0, y_1, y_2, \dots, y_n$, utilisées pour le calcul d'une surface, on substitue les surfaces $S_0, S_1, S_2, \dots, S_n$. On obtient bien un volume.

Dans l'exemple de la figure 10.13, le demi volume de carène est égal à :

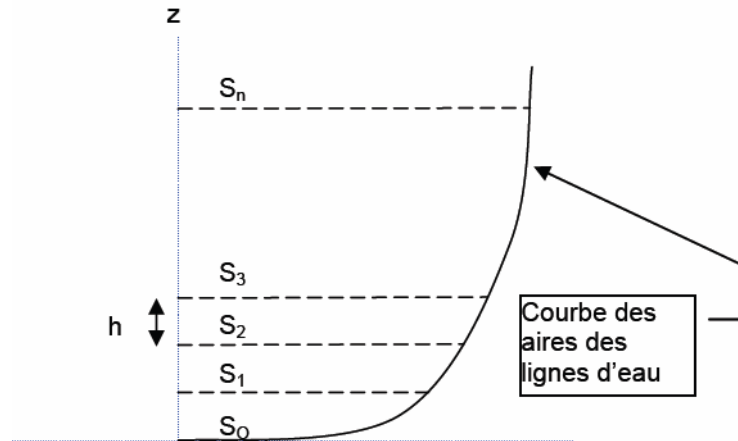


Figure 10.13 Courbe de Bonjean

$$\frac{1}{2}V = h \left(\frac{S_0}{2} + S_1 + S_2 + \dots + \frac{S_n}{2} \right). S \text{ étant ici la surface d'une demi ligne d'eau.}$$

Si on dispose du plan des lignes d'eau espacées de mètre en mètre de tirant d'eau, on a donc ici $h=1$. Si on veut se limiter au calcul du volume de carène pour un tirant d'eau de 5 mètres, il suffit de tenir compte des 5 premières lignes d'eau. De la même manière, si on a calculé certaines surfaces de ligne d'eau de 0,5m en 0,5m, il faudra faire 2 calculs. Un premier calcul de volume pour la partie des lignes d'eau où $h=0,5m$ et un autre calcul pour les lignes d'eau où $h=1m$.

Diagramme typique de M et de T

Il convient tout d'abord de préciser une différence fondamentale entre le GC classique et le naval. En GC, on évalue les charges, puis on calcule les réactions. De là, on déduit M et T et on peut calculer les contraintes.

En naval, après avoir évalué les charges, on SUPPOSE un schéma de forces d'Archimède, c'est-à-dire qu'on suppose un certain schéma d'assiette (ϕ) et de tirant d'eau² (T). Finalement, on doit valider les valeurs de l'assiette et du tirant d'eau.

Pour ce faire 2 conditions doivent être satisfaites simultanément :

- $\Sigma \text{ charges} = 0$ (sinon il faut changer le tirant d'eau)
- $\Sigma \text{ moments} = 0$ (sinon il faut changer l'assiette)

Cela entraîne un processus itératif.

1. On trouve T (tirant d'eau) tel que $\Sigma \text{ charges} = 0$
2. On change ϕ de sorte d'obtenir $\Sigma \text{ moments} = 0$

² Attention à ne pas confondre avec le T de l'effort tranchant.

3. On doit vérifier que $\Sigma \text{ charges} = 0$, car en modifiant l'assiette, on a modifié la distribution de poussée d'Archimède de façon non symétrique (à cause de la forme du bateau)

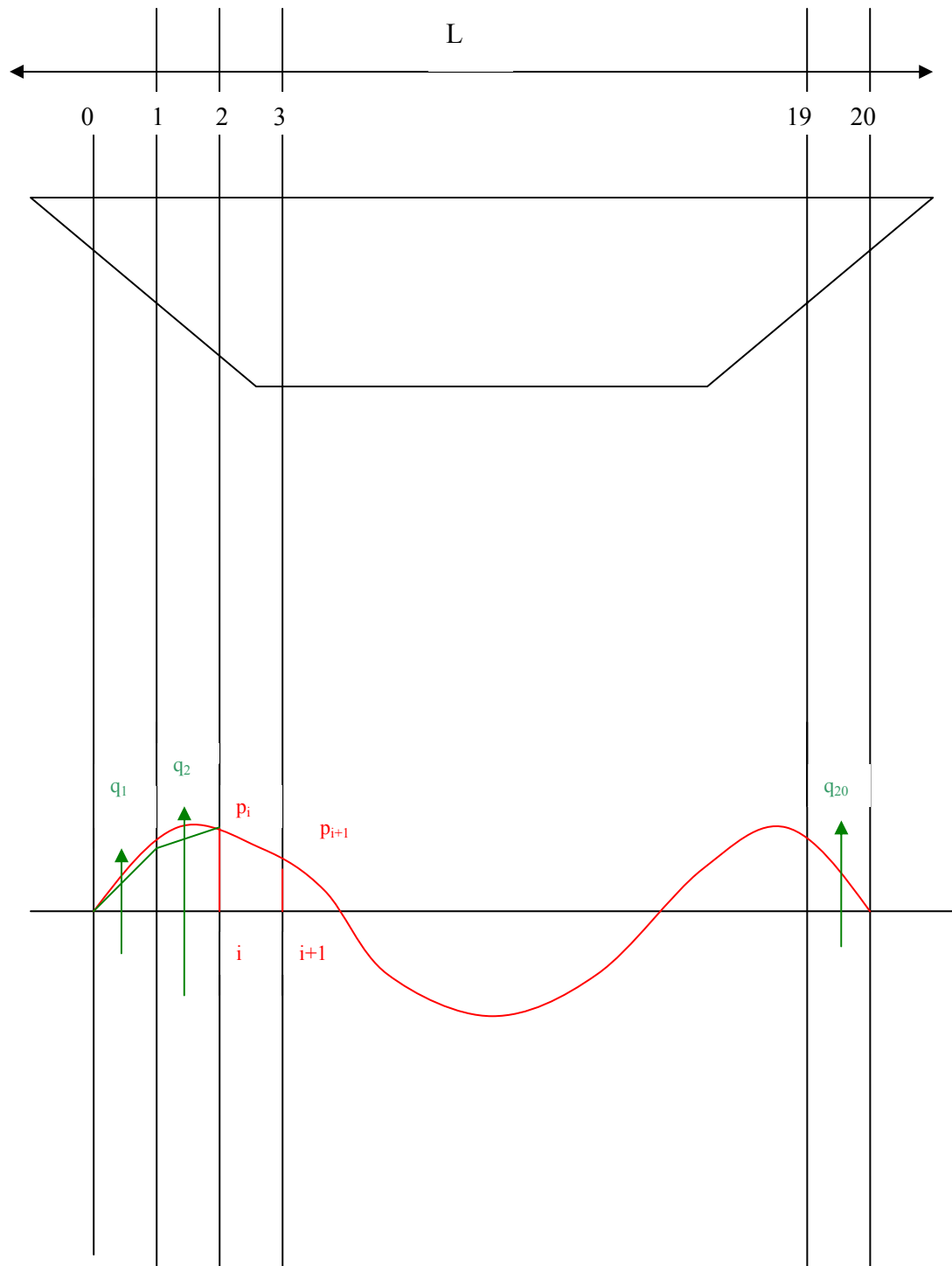
On commence par découper le navire en sections transversales. Considérons un exemple avec 20 sections. La courbe de chargement total prend en compte le poids mort, le cargo, les provisions ainsi que la poussée d'Archimède. Pour chaque section, la charge résultante est appliquée au milieu de celle-ci.

La charge par bloc découpé, vaut : $q_{i+1} = \frac{p_i + p_{i+1}}{2} \frac{L}{20} \quad i = 0,19$

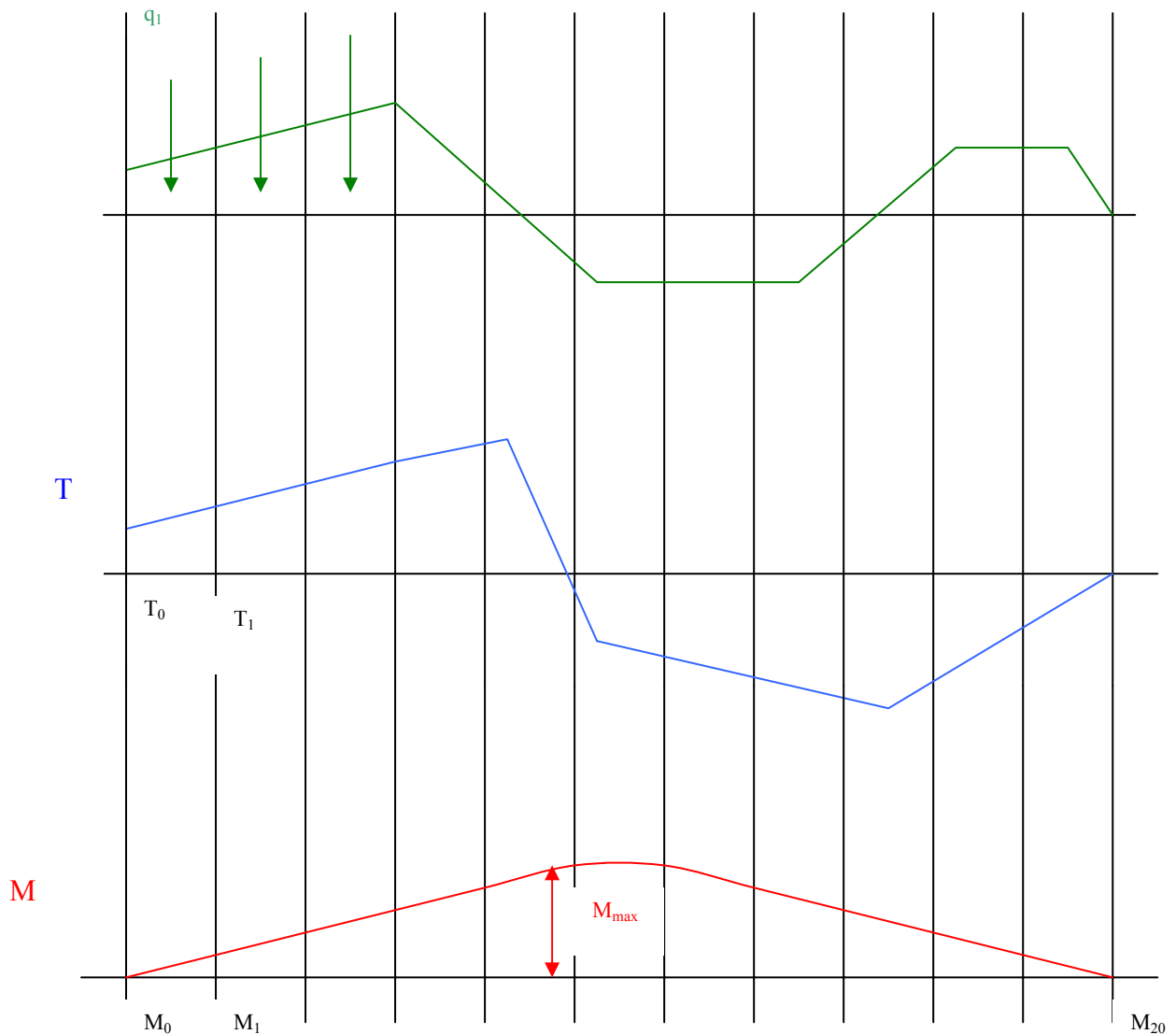
1. Vérifier que $\sum_i q_i = 0$. Si ce n'est pas le cas, alors $\sum_i q_i = \Delta q$. Il faut alors modifier le tirant d'eau pour modifier le déplacement.

On obtient $\Delta T = \frac{\Delta q}{\gamma_w} \frac{1}{A_0}$ où Δq = chargement que l'eau doit compenser (N/m), γ_w est le poids volumique (N/m³) et A_0 est l'aire du volume d'eau (m²).

2. Vérifier que $\sum_i q_i x_i = 0$. Si ce n'est pas le cas, il faut modifier l'assiette : $\sum_i q_i x_i = \Delta M$. En pratique, cela revient à chercher ϕ qui annule ΔM .



Il faut itérer entre les points i et $i+1$ pour satisfaire les deux conditions simultanément.



On a successivement $T_1 = q_1$, $T_2 = q_1 + q_2$, etc.

$$\frac{dT}{dx} = p \Leftrightarrow T(x) = \int_0^x q(x) dx \xrightarrow{\text{Approximation}} T_i = T_{i-1} + Q_i \quad (10-26)$$

L'effort tranchant t retombe à une valeur nulle au final puisque $T_{\text{final}} = \Sigma q_i = 0$ par équilibre.
 $M = 0$ aux extrémités en général.

Soit $M_1 = q_1 \cdot L/40$

$M_2 = M_1 + T_1 \cdot L/20 - q_2 \cdot L/40$

$$\Rightarrow M_{i+1} = M_i + T_i \frac{L}{20} - Q_{i+1} \frac{L}{40} \quad (10-27)$$

Le moment est maximum environ à la moitié du navire.

10.3 Références

[1] *Théorie du navire, Tome 1 La statique*, Notes de cours du professeur Jean Marchal, ULG, 1995.

[2] *Construction navale, Tome 1 Calcul de la structure*, Notes de cours du professeur Jean Marchal, ULG, 1995.

[3] *Ship stability*, Van Dokkum, Ten Katen, Koomen, Pinkster, Dokmar, Pays-Bas, 2008

11 La résistance à l'avancement

11.1 Résistance à l'avancement des bateaux en eau illimitée

La résistance à l'avancement des bateaux en eau illimitée comporte 4 termes :

- la résistance de frottement ;
- la résistance de rencontre ;
- la résistance due aux vagues d'accompagnement ;
- la résistance de l'air.

On néglige généralement la résistance de l'air, très faible même aux grandes vitesses. On désigne souvent par le terme résiduaire la somme des trois dernières résistances.

A. En eau très large et très profonde, à la température moyenne, la loi de résistance est du type

$$R_f = \lambda S V_r^\alpha$$

avec

S surface mouillée du navire, obtenue en multipliant le développement des couples par l'entredistance ;

v_r la vitesse relative du navire par rapport à l'eau dans laquelle il se meut :

v_r la vitesse du navire s'il n'y a pas de courant,

$v_r = v \pm u$ si le navire rencontre un courant (+) ou s'il est entraîné par le courant (-)

λ coefficient variable avec la rugosité de la carène.

W.Froude, à la suite de nombreux essais effectués avec le plus grand soin sur des panneaux minces recouverts d'enduits divers et de dimensions variables, a trouvé $\alpha = 1,825$ et que λ variait avec la rugosité de la carène dans de sensibles proportions ; pour les surfaces vernies et paraffinées, il a trouvé :

$$\lambda = 0,1392 + \frac{0,258}{2,68 + L}$$

où L est la longueur de la plaque (bateau).

Depuis 1957, à la suite de la « 8th International Towing Tank Conference » (Madrid), on emploie pour le calcul de la résistance de frottement des surfaces lisses la relation de Schoenherr :

$$R_f = C_f \frac{1}{2} \rho v_r^2 S$$

où

$$C_f = \frac{0,075}{(\log_{10} R_e - 2)^2}$$

avec

$$R_e = \frac{v_r L}{\nu}$$

Cette formule s'applique à la coque lisse. On majore C_f pour tenir compte de la rugosité de la carène.

- B. D'autre part, le déplacement d'un solide dans une nappe d'eau provoque le long de ce solide des lignes de séparation à l'intérieur desquelles règne une zone tourbillonnaire à faible pression, tandis qu'à l'avant du solide, la présence de points de stagnation crée des surpressions par rapport à celles régnant dans le fluide à grande distance du solide.

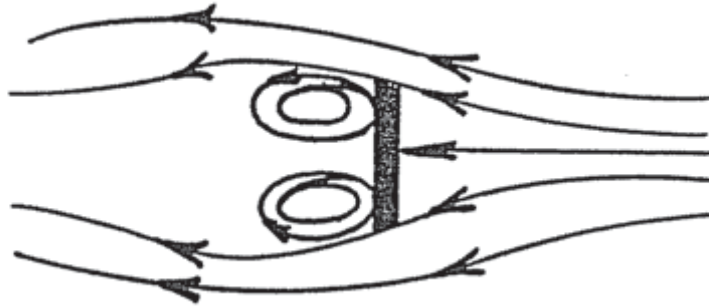


Figure 11.1

Il en résulte une force de résistance normale au maître-couple et que l'on appelle résistance de rencontre ou résistance tourbillonnaire.

Elle obéit à la loi

$$R_r = k s v_r^\beta$$

où s est la surface du maître couple immergé, β un exposant voisin de 2 et k un coefficient de forme.

On conçoit donc que plus les tourbillons seront évités par un harmonieux profilage, plus k sera réduit.

Sur la base des essais de Gebers-Engels, on peut donner de R_r , l'explication suivante :

$$R_r = k s v_r^{2,25}$$

où R_r est la résistance de rencontre (en N)

k est le coefficient variant de 17 pour les formes élancées à 45 pour les formes pleines, chargées :

- $k = 17$ pour un coefficient de remplissage de 0,83 à 0,85 ;
- $k = 20$ pour un coefficient de remplissage de 0,85 à 0,88 ;
- $k = 25$ pour un coefficient de remplissage de 0,88 à 0,90 ;
- $k = 30$ pour un coefficient de remplissage de 0,90 à 0,92 ;
- $k = 35$ pour un coefficient de remplissage de 0,92 à 0,94 ;
- $k = 40$ pour un coefficient de remplissage de 0,94 à 0,95 ;
- $k = 45$ pour un coefficient de remplissage de 0,95 à 0,96.

s est la section du maître-couple immergé (en m^2)

- C. Du fait du déplacement du bateau à la surface de l'eau, une troisième forme de résistance doit être envisagée.

En effet, si la coque se déplaçait profondément (sous-marin), les deux seules composantes R_f et R_r seraient à envisager. Or, à cause du déplacement de la coque du bateau à la surface, on observe la présence de vagues qui accompagnent le bateau et correspondent à une énergie qui doit aussi être fournie par le moteur de traction.

Cette résistance complémentaire ne devient toutefois importante qu'aux grandes vitesses. La figure 11.2 donne une représentation approchée des figures tracées par les vagues. Pour des vitesses peu élevées, se produisent d'abord des vagues divergentes dont les premières arêtes partent de l'étrave. Elles font avec le plan longitudinal du navire un angle aigu voisin de 20° . Des vagues divergentes moins importantes partent de l'arrière de l'étambot.

Pour des vitesses plus élevées apparaissent des vagues transversales, de direction normale au plan longitudinal du bateau et qui s'étendent de part et d'autre de la carène jusqu'aux vagues divergentes. Un premier groupe de ces vagues transversales présente une première crête un peu en arrière de l'étrave. Un second groupe présente normalement une première crête à l'arrière de l'étambot.

Les deux groupes peuvent interférer en arrière de l'étambot et donner des configurations diverses.

Selon la vitesse du bateau, la longueur d'onde de ces vagues transversales varie (on a sensiblement $L = \frac{2\pi v_r^2}{g}$), et ainsi compte tenu de la longueur du bateau, peuvent

apparaître sur ses flancs des figures de vagues très variées montrant un, deux ou plusieurs creux. Ces phénomènes ne sont d'ailleurs pas particuliers à la propulsion des bateaux : dans l'écoulement d'un courant d'eau autour d'une pile de pont, on peut les observer si la profondeur n'est pas trop faible.

A la vitesse critique, il se forme une onde transversale, bien en avant du bateau.

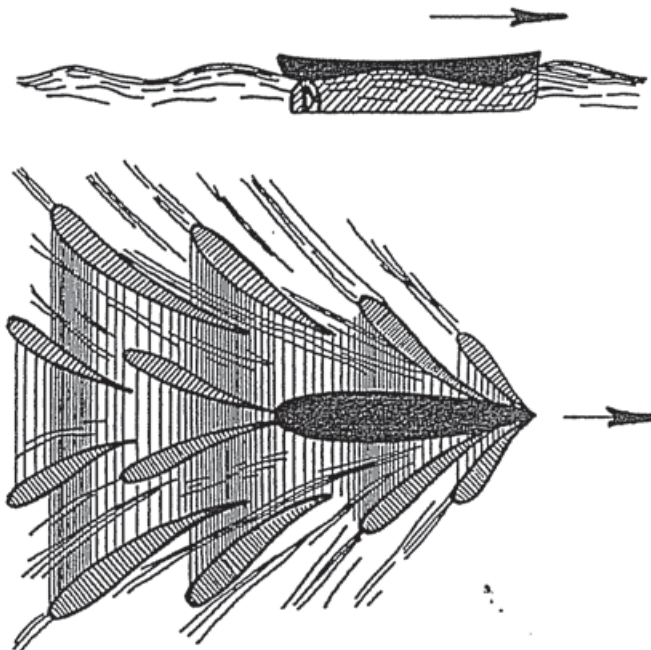
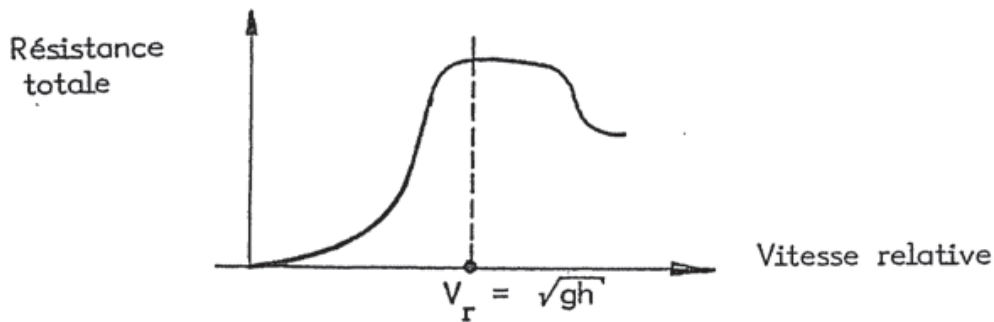


Figure 11.2

11.2 Résistance en eau limitée en profondeur et non en surface

Dans une nappe d'eau illimitée en surface mais de profondeur finie h , la vitesse $v_r = \sqrt{gh}$ qui est celle de l'onde solitaire est une vitesse critique : c'est celle pour laquelle on constate un accroissement très important de la résistance à l'avancement.



Tant que la vitesse reste inférieure à $\sqrt{\frac{gh}{3}} = 0,577\sqrt{gh}$, la résistance aux vagues d'accompagnement est faible. Elle croît rapidement dès que la vitesse augmente et avec les puissances habituelles la vitesse critique ne peut être dépassée.

Lorsque $v_r = \sqrt{gh}$, les vagues divergentes et transversales coïncident et il n'existe plus qu'une seule grande vague appelée onde de choc.

Pour $h = 3,5$ m, la vitesse critique vaut 21 km/h.

Pour $h = 5$ m, la vitesse critique vaut 25,2 km/h.

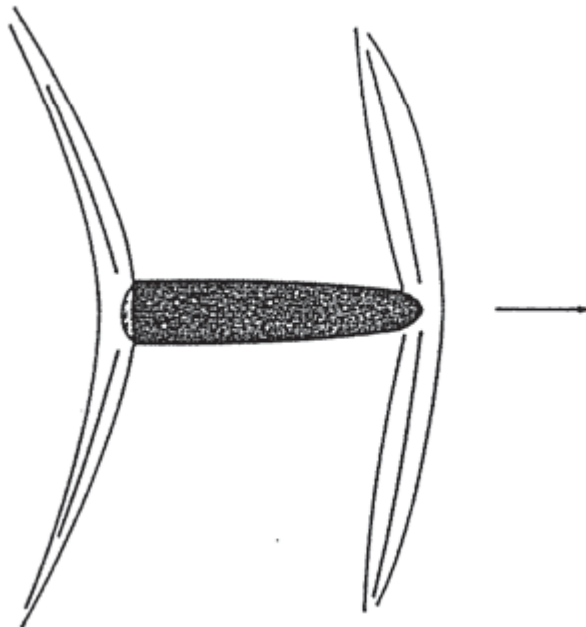


Figure 11.3

11.3 Résistance en canal

Mais dans un canal de largeur et de profondeur faibles, les circonstances sont différentes. La résistance à l'avancement en eau limitée est ainsi plus importante que celle due à l'avancement en eau infinie.

Donnons à titre d'exemple, et pour une vitesse de 10 km/h, la comparaison de la résistance à l'avancement en canal par rapport à la résistance en eau illimitée pour différentes valeurs du rapport $n = \frac{\text{Section mouillée du canal}}{\text{Maître couple du bateau}}$. La figure 11.4 est le résultat d'essais effectués dans

divers tronçons du canal Albert. Le paragraphe 11.4 analyse en détail la résistance à l'avancement en section limitée.

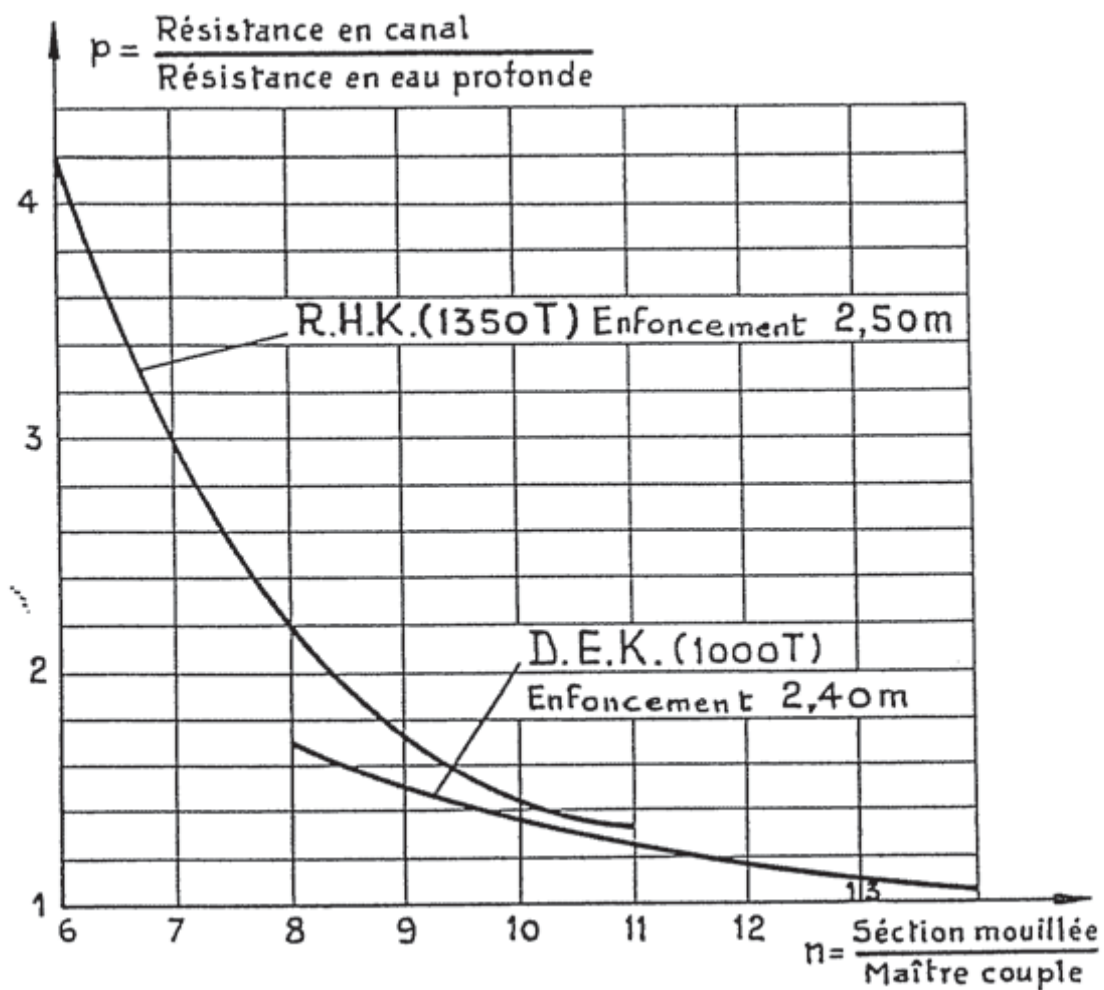


Figure 11.4

11.4 Résistance à l'avancement en section limitée

11.4.1 Calcul de la vague primaire

Examinons cette question avec quelques détails en supposant d'abord le canal sans courant. On considère un bateau de section immergée s se déplaçant dans un canal de section mouillée Ω . Soit $n = \frac{\Omega}{s}$.

Dans la direction où passe le bateau, la section d'écoulement est réduite, au repos à

$$\Omega - s = \Omega \frac{n-1}{n}$$



Figure 11.5

Lorsque le bateau avance, il refoule l'eau qu'il déplace entre lui-même et les parois du canal, en sens inverse de la marche.

Si l'on suppose que dans ce phénomène le plan d'eau reste invariable, la vitesse propre de l'eau est v' telle que

$$v'(\Omega - s) = v s, \text{ d'où } v' = \frac{v}{n-1}$$

v étant la vitesse absolue du bateau.

La vitesse relative du bateau par rapport à l'eau est donc : $\bar{v} = v + v' = v \frac{n}{n-1}$.

On dit que le courant de retour à la vitesse absolue v' et la vitesse relative $\bar{v} = v + v'$

En réalité, le phénomène est plus complexe car l'écoulement du courant de retour à une vitesse $v + v'$ supérieure à v , ne peut se produire que par un abaissement du plan d'eau le long du bateau.

Pour le montrer, supposons le bateau fixe et l'eau du canal animée d'un mouvement vers lui (On démontrerait aisément, à partir de l'équation de Bernoulli en mouvement non permanent, la similitude du cas réel avec le cas fictif traité ci-après).

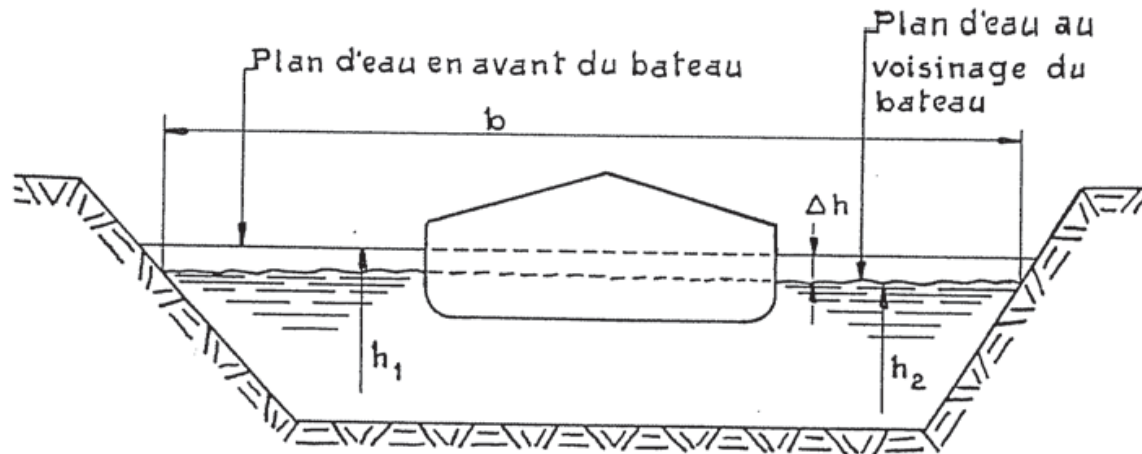


Figure 11.6

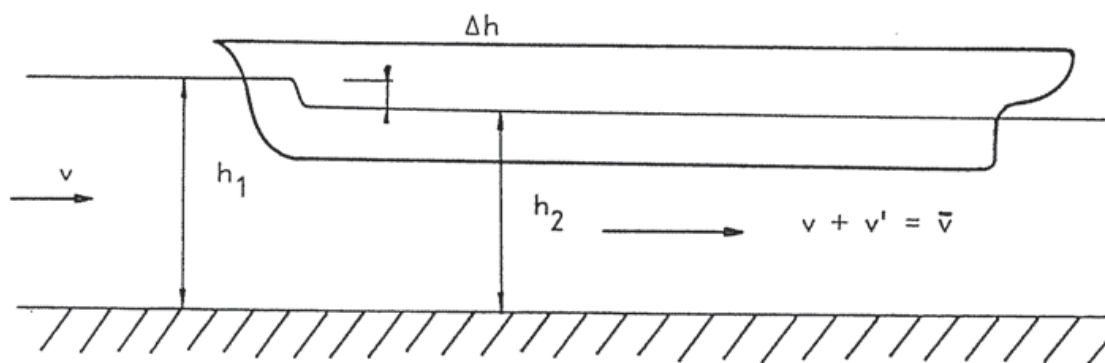


Figure 11.7

On peut calculer l'abaissement par la relation de Bernoulli en négligeant le frottement de l'eau lors de son mouvement vers l'arrière du bateau :

$$h_1 + \frac{v^2}{2g} = h_2 + \frac{(v + v')^2}{2g}$$

d'où l'on déduit

$$\Delta h = h_1 - h_2 = \frac{2vv' + v'^2}{2g}$$

ou encore

$$\frac{v'}{v} = -1 + \sqrt{1 + \frac{2g \Delta h}{v^2}} \quad (11-1)$$

D'autre part, la condition de continuité donne

$$\Omega v = (\Omega - s - b\Delta h)(v + v')$$

soit

$$\frac{v'}{v} = \frac{s + b\Delta h}{\Omega - s - b\Delta h} \quad (11-2)$$

Egalant les deux expressions de v'/v , on obtient

$$b\Delta h = \frac{bv^2}{2g} \left[\frac{\Omega^2}{(\Omega - s - b\Delta h)^2} - 1 \right] \quad (11-3)$$

soit encore

$$b\Delta h = \frac{bv^2}{2g} \left[\frac{n^2}{\left(n - 1 - \frac{b\Delta h}{s} \right)^2} - 1 \right] \quad (11-4)$$

relation dont on peut déduire $b\Delta h$ pour une vitesse absolue donnée.

Une valeur approchée de $b\Delta h$ peut être obtenue par l'équation (11-4) en l'écrivant

$$b\Delta h = \frac{bv^2}{2g} \left(\frac{n^2}{(n-1)^2} - 1 \right)$$

ou encore

$$b\Delta h = \frac{bv^2}{2g} \frac{2n-1}{(n-1)^2} \quad (11-5)$$

Connaissant $b\Delta h$, on peut alors calculer v'/v par (11-2) et finalement

$$\frac{v + v'}{v} = \frac{\Omega}{\Omega - s - b\Delta h} = \frac{\bar{v}}{v}$$

soit encore

$$\bar{v} = v \frac{\Omega}{\Omega - s - b\Delta h} \quad (11-6)$$

qui est donc supérieure à v et qui est transposée dans les formules de résistance vues précédemment, se manifeste par un accroissement très sensible pour les petites sections.

Si le canal écoule un débit $Q = \pm \Omega u$, il convient d'en tenir compte en écrivant l'équation (11-6) sous la forme

$$\bar{v}_r = (v \pm u) \frac{\Omega}{\Omega - s - b\Delta h}$$

c'est-à-dire en remplaçant v par v_r .

11.4.2 Introduction de la vitesse limite

Il faut cependant remarquer que l'expression (11-3) est une équation du 3^{ème} degré en $b\Delta h$.

Suivant les valeurs de Ω , b , v et s , on peut donc trouver soit 3 racines réelles, soit 1 racine réelle et 2 racines imaginaires.

Pour discuter la signification physique de ces racines, il est plus commode de se baser sur la représentation graphique des deux membres de l'équation.

Posons
 $A = \Omega$
 $B = \Omega - s$
 $K = bv^2/2g$

L'expression (11-3) s'écrit :

$$b\Delta h = K \left[\frac{A^2}{(B - b\Delta h)^2} - 1 \right] \quad (11-7)$$

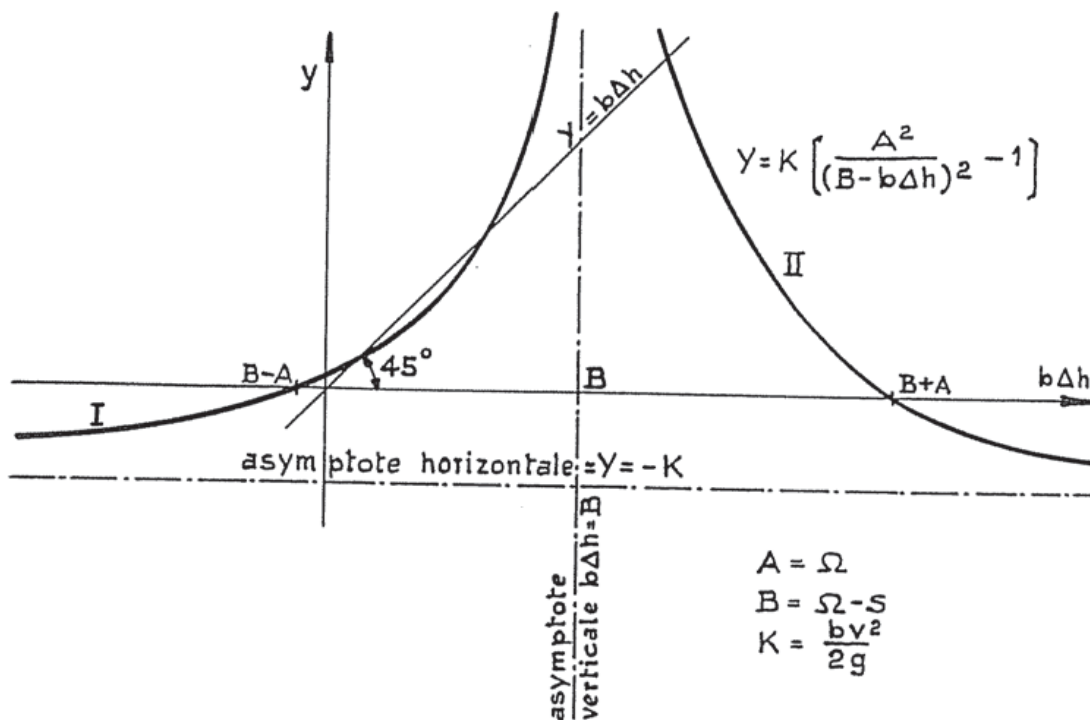


Figure 11.8

Dans le système de coordonnées y , $b\Delta h$, la relation $y = b\Delta h$ correspond à une droite à 45° passant sur l'origine (figure 11.8).

La relation $y = K \left[\frac{A^2}{(B - b\Delta h)^2} - 1 \right]$ correspond à une courbe à deux asymptotes.

La branche II coupe toujours la droite $y = b\Delta h$.

On a donc toujours une racine correspondant à cette branche mais elle n'a aucun sens physique : l'abaissement du niveau d'eau serait du même ordre que la hauteur d'eau initiale.

Suivant que la branche I coupe ou ne coupe pas la droite à 45° , on a 2 racines réelles supplémentaires, une racine double ou 2 racines imaginaires.

S'il s'agit de 2 racines imaginaires, cela signifie que les valeurs de b , v , Ω et s sont physiquement incompatibles. S'il s'agit de 2 racines réelles, seule la plus petite est acceptable ; la plus grande correspondrait à un abaissement du niveau tel que le courant de retour devrait atteindre des vitesses trop grandes pour passer par la section rétrécie au droit du bateau.

On peut montrer comme suit qu'une seule racine est acceptable (figure 11.9). Pour différentes vitesses v , décroissantes, la branche gauche de la courbe passe de la position a à la position c et pour une vitesse $v = 0$, la position de la courbe est celle de l'axe des $b\Delta h$ et de l'asymptote. Dans ce dernier cas, les deux solutions théoriquement acceptables correspondent aux pointes P et P' , dont le seul P a un sens physique : $b\Delta h = 0$ si $v = 0$.

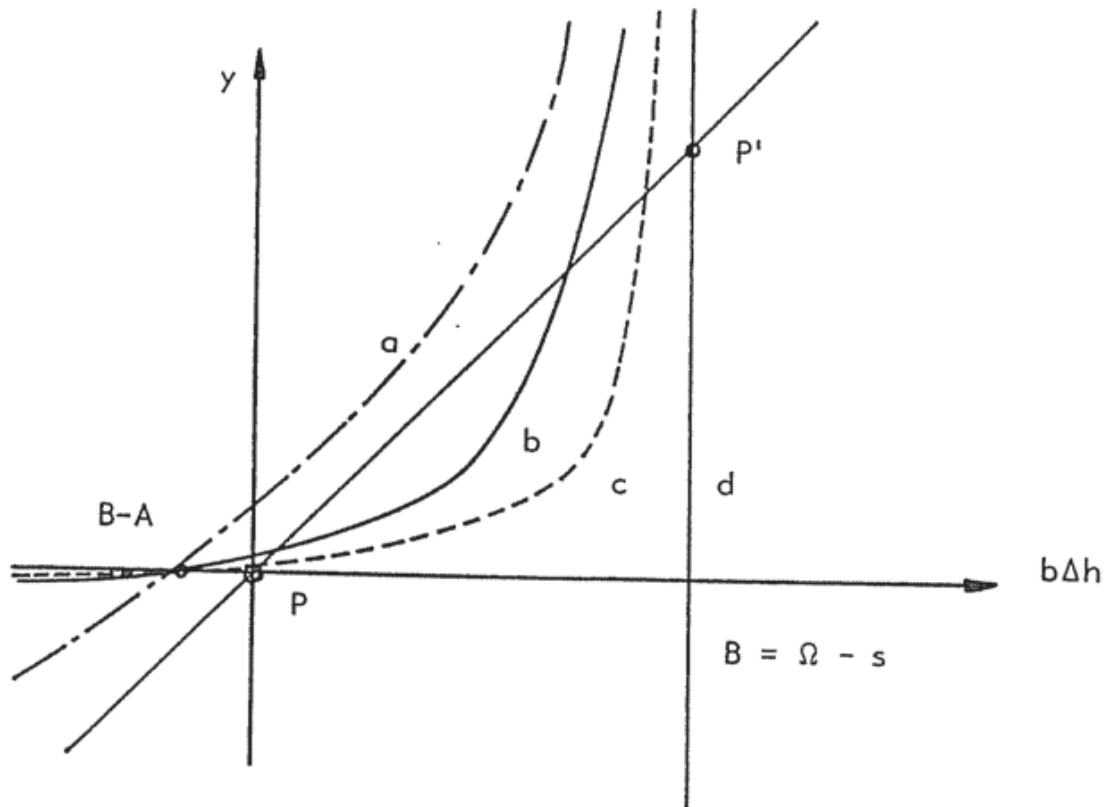


Figure 11.9

Lorsqu'il s'agit d'une double racine réelle, on se trouve dans les conditions limites de compatibilité des valeurs de b , v , Ω , s .

Dans un canal donné, la vitesse d'un bateau déterminé est donc astreinte à une limite naturelle : si l'on augmentait la puissance de l'installation de propulsion, on obtiendrait comme résultat une plus grande turbulence derrière le bateau, mais pas une augmentation notable de la vitesse.

11.4.3 Estimation de la vitesse limite

La détermination des conditions existant au moment de l'apparition de la vitesse limite se fait comme ci-après.

Les conditions limites sont atteintes lorsque les deux équations suivantes sont satisfaites :

$$y = b\Delta h = K \left[\frac{A^2}{(B - b\Delta h)^2} - 1 \right] \quad (11-8)$$

et

$$\frac{dy}{d(b\Delta h)} = \frac{2KA^2}{(B - b\Delta h)^3} = 1 \quad (11-9)$$

soit dès lors :

$$K_L - K_L^{1/3} A^{2/3} \left(2^{1/3} + \frac{1}{2^{2/3}} \right) + B = 0 \quad (11-10)$$

d'où on déduit K_L et dès lors V_L puisque $K_L = \frac{bv_r^2}{2g}$.

Pour calculer Δh correspondant à v_{limite} , on élimine K entre (11-8) et (11-9) et on obtient :

$$B - 3b\Delta h = \frac{1}{A^2} (B - b\Delta h)^3 \quad (11-11)$$

d'où on déduit Δh_{limite} .

On montre sans difficulté que v_L tel qu'il est déduit de (11-10) tend vers $v_{cr} = \sqrt{gh}$ si b tend vers l'infini.

Pour toutes les autres valeurs de b , $v_L < v_C$.

À titre d'exemple, le diagramme de la figure 11.10, montre comment varient les vitesses limites en fonction des facteurs Ω , s pour une profondeur de 5 m d'eau dans un canal.

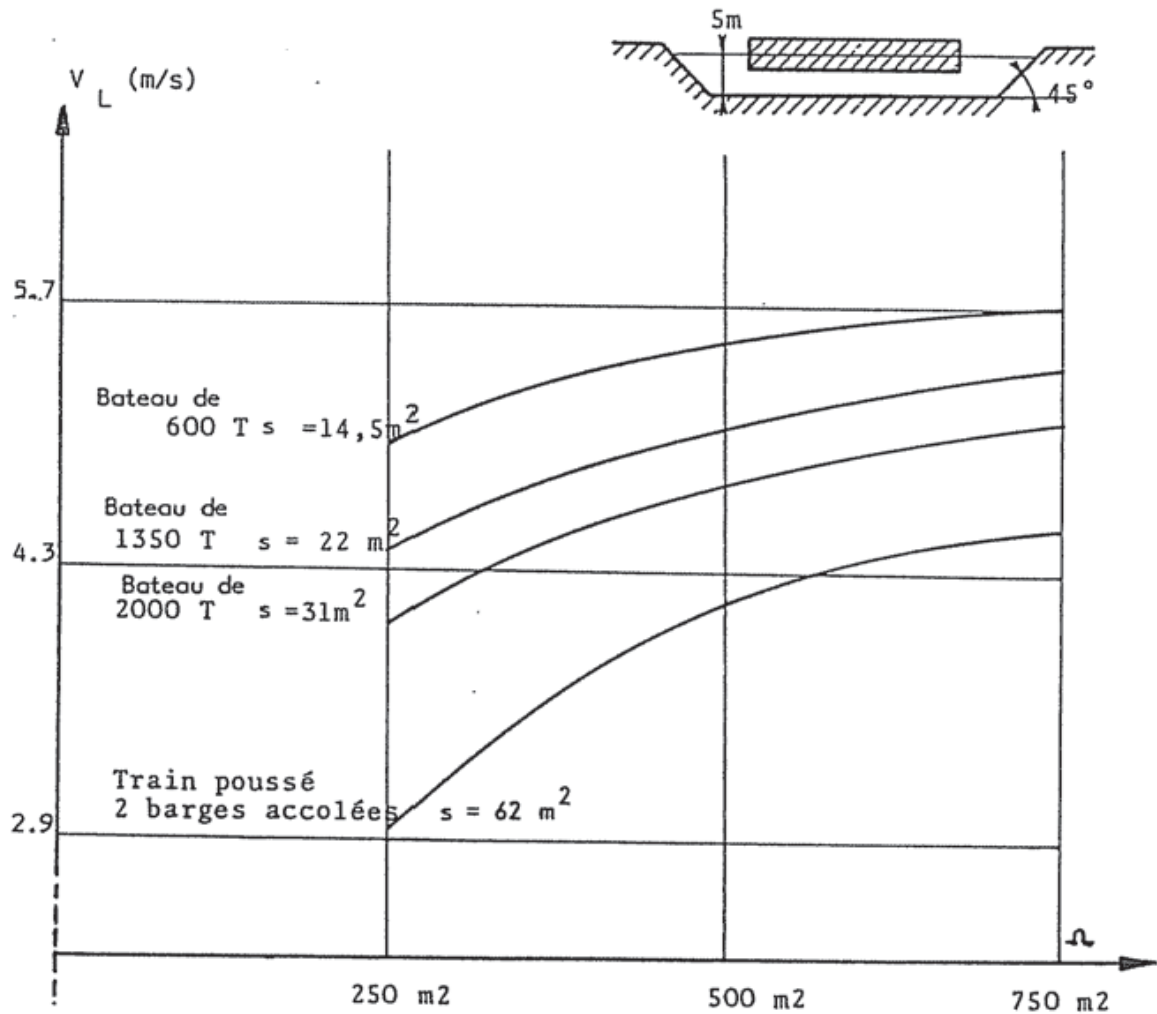


Figure 11.10

11.4.4 Calcul de la résistance à l'avancement en section limitée

- A. La résistance de frottement en eau limitée s'exprime en principe par la formule de Schoenherr que l'on écrit :

$$R_{fc} = C_f \frac{1}{2} \rho \bar{v}^2 S$$

Seulement, sur la base de résultats d'essais, certains expérimentateurs ont suggéré de n'appliquer l'augmentation de frottement due au courant de retour qu'à 90 % de la surface mouillée. Ils proposent d'écrire plutôt

$$R_{fc} = C_f \frac{1}{2} \rho v^2 S \left[0,1 + 0,9 \left(\frac{\bar{v}}{v} \right)^2 \right]$$

si le canal n'écoule aucun débit et

$$R_{fc} = C_f \frac{1}{2} \rho v_r^2 S \left[0,1 + 0,9 \left(\frac{\overline{v_r}}{v_r} \right)^2 \right]$$

si le canal écoule un débit $Q = \pm \Omega u$.

- B. La résistance de rencontre ne dépend pas, en principe, de la présence des parois du canal à proximité et reste inchangée vis-à-vis de celle existant en eau illimitée :

$$R_{rc} = R_r = ksv^\beta \quad \text{ou} \quad ksv_r^\beta$$

- C. Aux valeurs de R_{fc} et R_{rc} viennent encore s'ajouter deux termes correctifs.

Le premier correspond à l'inclinaison prise par le bateau sous l'influence du courant de retour (v'). On a admis qu'il n'y avait pas de frottement lors de l'écoulement de ce courant entre le canal et le fond du bateau : ce n'était qu'une approximation.

La pente créée par le courant de retour et ce courant de retour sont approximativement liés par la relation du mouvement uniforme : (Kutter)

$$v' = \varepsilon \sqrt{R_h I}$$

où R_h est le rayon hydraulique, rapport de la section mouillée au périmètre mouillé

I est la pente

ε est le coefficient de rugosité des parois pour lequel les valeurs du tableau 11.1 peuvent être adoptées.

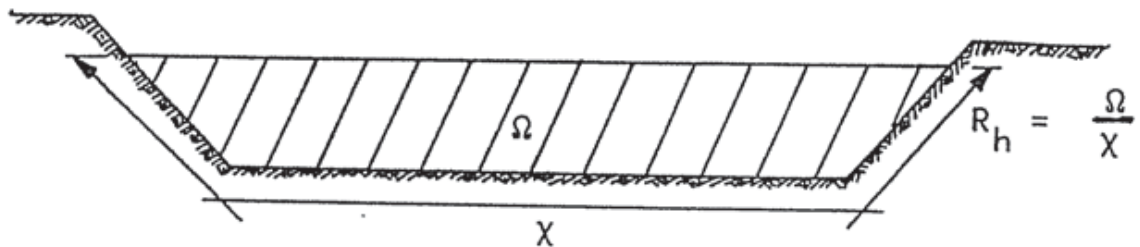


Figure 11.11

ε	Rayons hydrauliques (m)					
Parois du canal	0,1	0,3	0,6	1	3	6
Béton	72	78	80	80	81	81
Pierres	56	65	69	70	72	72
Maçonneries	34	48	54	58	62	63
Terre	16	26	34	30	50	54

Tableau 11-1

Une fois I déterminé, la résistance correspondante n'est autre que la composante du poids selon cette pente, soit $\varpi V I$ si V est le déplacement du bateau.
En plus de R_{fc} et R_{rc} , on devra calculer

$$R_I = \varpi V I$$

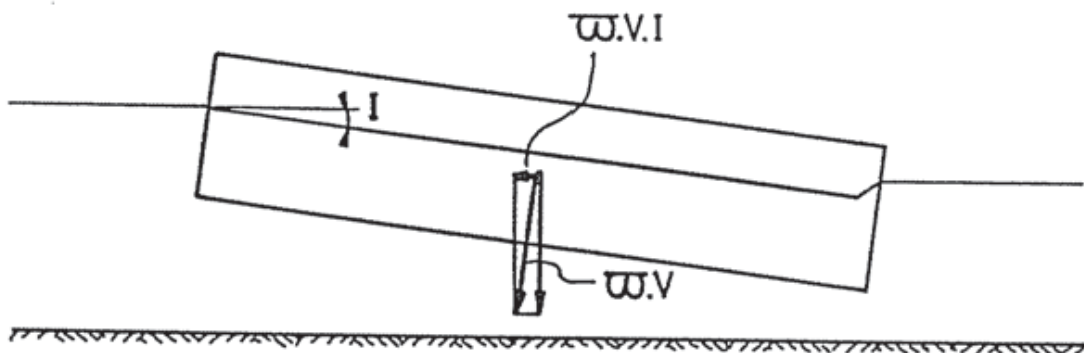


Figure 11.12

- D. Le second terme additionnel $R\Delta h$ est dû à l'onde primaire au voisinage de l'étrave. Pour le déterminer, on peut choisir à l'avant du bateau 4 sections augmentant graduellement de surface à partir de l'étrave :

$$F_1 = s/4, F_2 = s/2, F_3 = 3s/4 \text{ et } F_4 = s$$

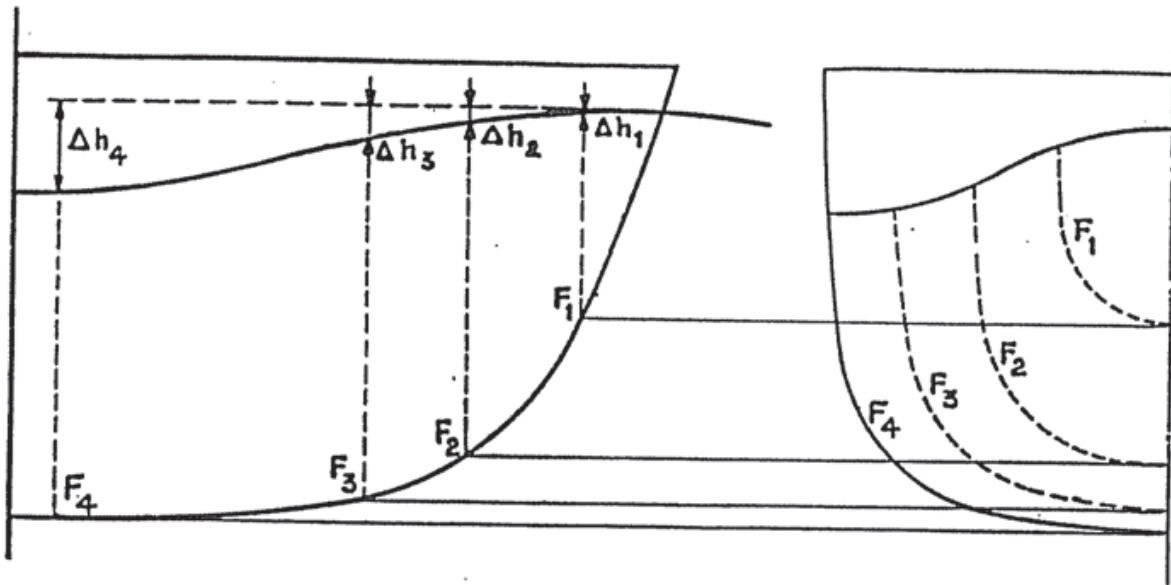


Figure 11.13

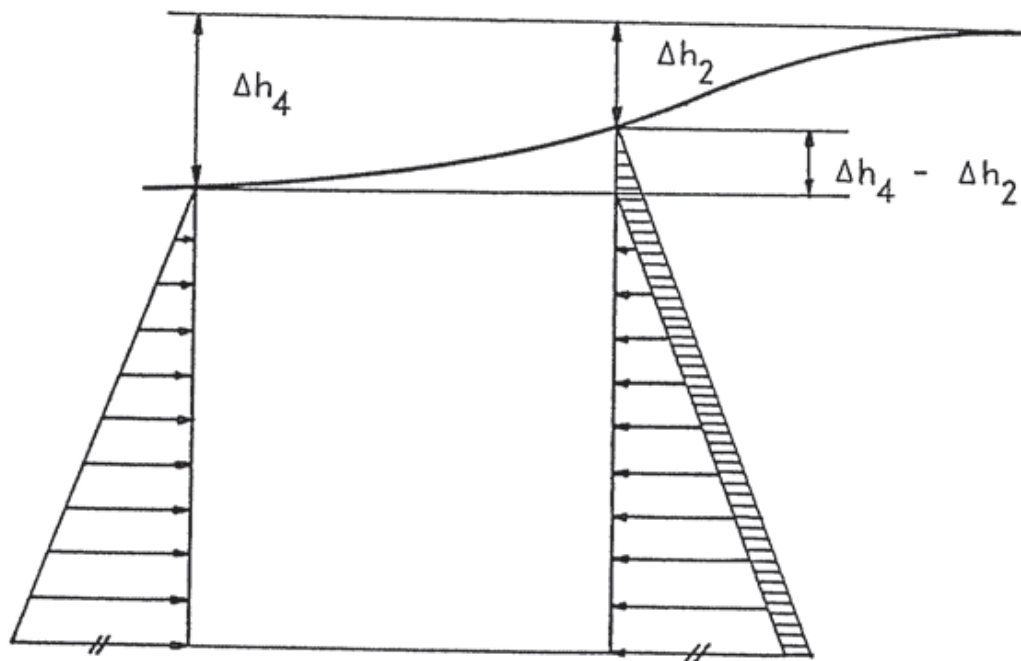


Figure 11.14

Pour chacune de ces sections, on peut calculer le Δh correspondant selon le procédé précédemment indiqué = $\Delta h_1, \Delta h_2, \Delta h_3, \Delta h_4$.

En supposant que la dénivellation ne soit pas restaurée à l'arrière du bateau, le supplément de résistance sera :

$$R_{\Delta h} = F_1 (\Delta h_4 - \Delta h_1) \varpi + (F_2 - F_1) (\Delta h_4 - \Delta h_2) \varpi + (F_3 - F_2) (\Delta h_4 - \Delta h_3) \varpi$$

En réalité, $R_{\Delta h}$ sera plus petit, il convient pour être complet d'appliquer une minoration tenant compte d'une restauration partielle de la dénivellation à l'arrière du bateau.

On multiplie ainsi $R_{\Delta h}$ par un coefficient empirique égal à

$$\phi \frac{\bar{v}_r}{\sqrt{gh}}$$

où ϕ obéit au diagramme de la figure 11.15.

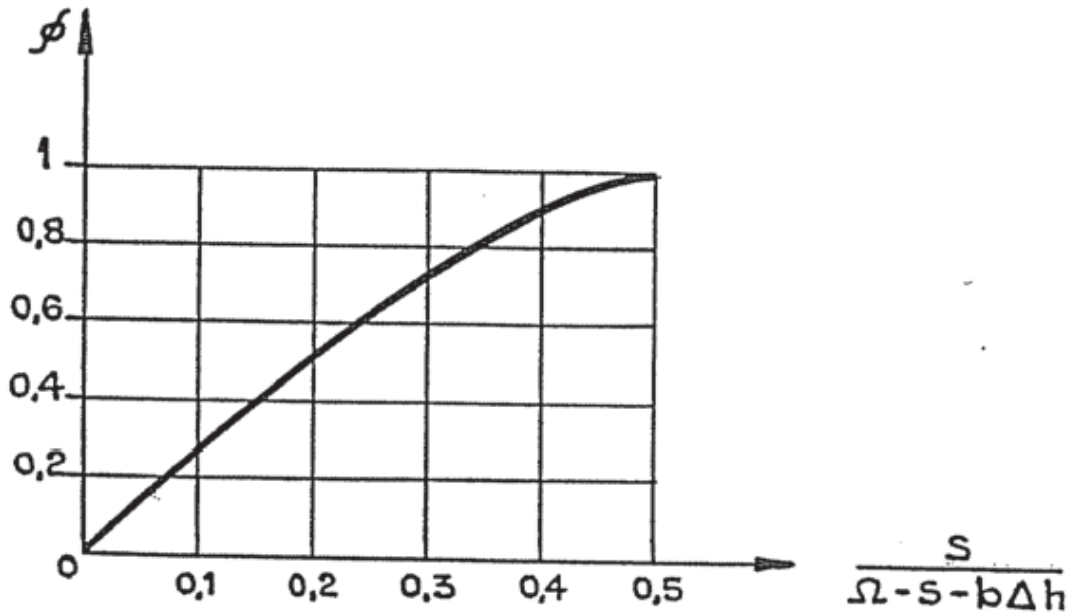


Figure 11.15

Le supplément de résistance sera ainsi

$$\bar{R}_{\Delta h} \phi \frac{\bar{v}_r}{\sqrt{gh}}$$

E. Finalement, la résistance à l'avancement en canal peut s'écrire

$$R_{tc} = C_f \frac{1}{2} \rho v_r^2 S \left[0,1 + 0,9 \left(\frac{\bar{v}_r}{v_r^2} \right)^2 \right] + ks v_r^{2,25} + \varpi VI + R_{\Delta h} \phi \frac{\bar{v}_r}{\sqrt{gh}}$$

Rappelons qu'en eau illimitée et aux faibles vitesses (pas d'effet des vagues d'accompagnement), on a

$$R_t = C_f \frac{1}{2} \rho v_r^2 S + ks v_r^{2,25}$$

- F. A la résistance de l'eau ainsi calculée s'ajoute sur une voie navigable à courant, la résistance due à la pente superficielle i qui est $\pm \varpi Vi$, ϖ étant le poids spécifique de l'eau et V le déplacement.

Cette résistance n'est pas négligeable, malgré que la pente soit généralement inférieure à 0,0005. Ainsi pour un bateau déplaçant en tout 1000 t, une pente de 0,0005 donne une résistance de 5000 N. Si l'on tient compte que, en outre, la vitesse relative est accrue, on voit que la navigation en remonte est beaucoup plus défavorable qu'en eau tranquille.

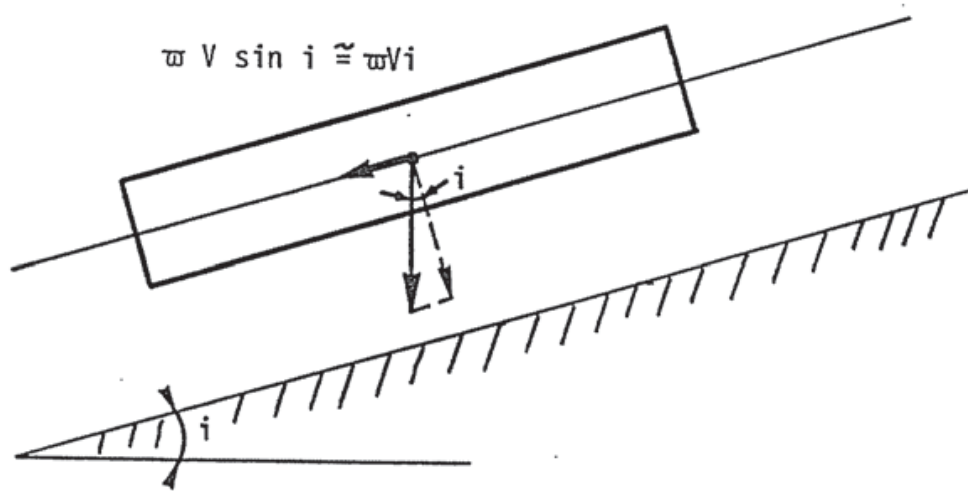


Figure 11.16

Compte tenu de ce dernier terme, on écrira finalement :

$$R_{tc} = C_f \frac{1}{2} \rho v_r^2 S \left[0,1 + 0,9 \left(\frac{\bar{v}_r}{v_r^2} \right)^2 \right] + k s v_r^{2,25} + \varpi VI + R_{\Delta h} \phi \frac{\bar{v}_r}{\sqrt{gh}} \pm \varpi Vi$$

- G. A titre exemplatif, la figure 11.17 mentionne la résistance à l'avancement, par tonne de déplacement, pour les conditions suivantes :

- bateau de 1350 tonnes
- train de 8000 tonnes comportant 2 barges en flèche (22,80 m)
- rapport tirant d'eau/enfoncement compris entre 1,3 et 2 (t/e)
- $n = \Omega / s = 5$ (section rectangulaire)
- vitesse relative comprise entre 0 et 3 m/s (v_r) - canal à pente nulle.

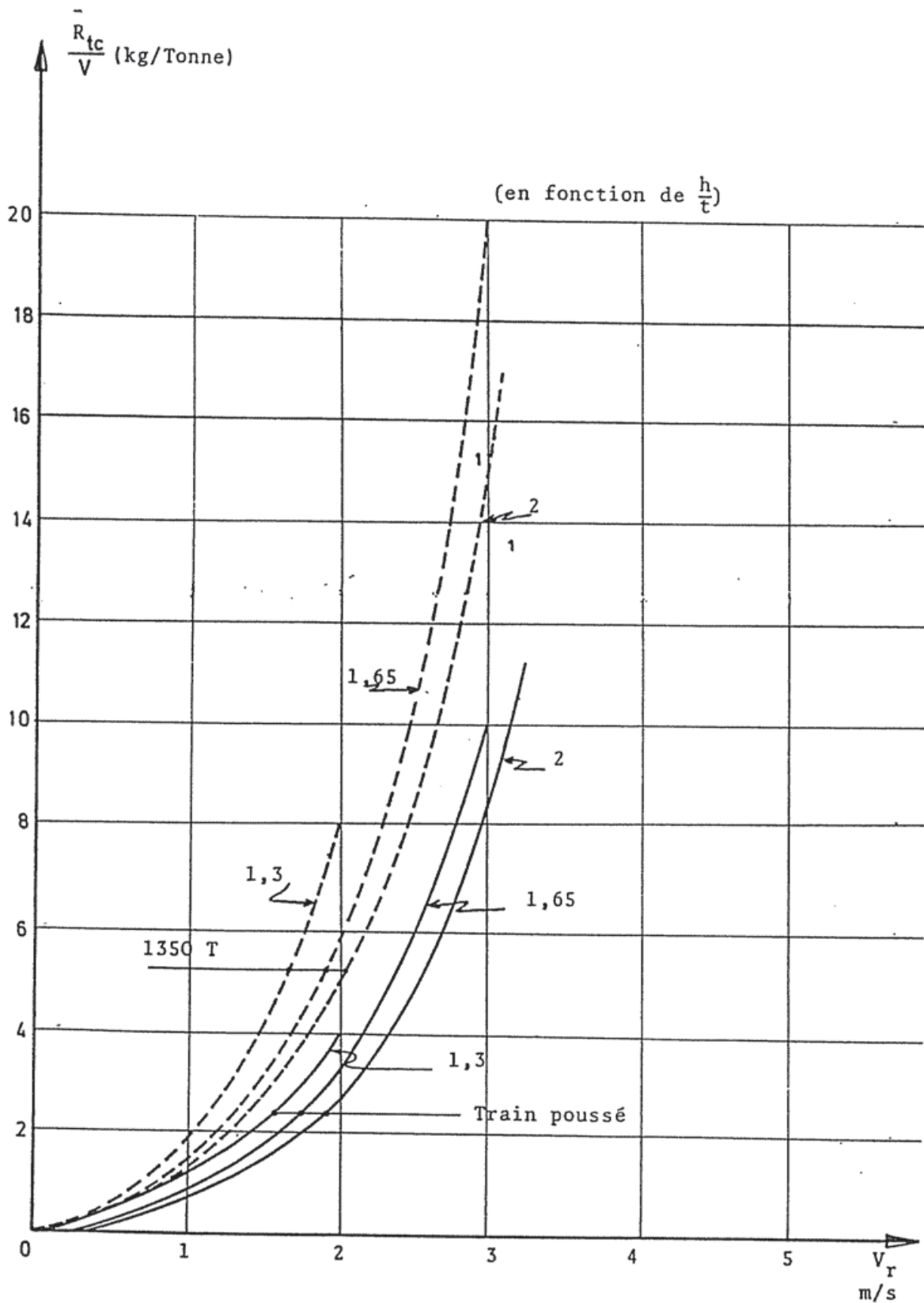


Figure 11.17 Résistance à l'avancement par tonne de déplacement pour un bateau de 1350 tonnes et un train de 8000 tonnes.

Les conclusions à tirer de ces diagrammes sont :

- les faibles valeurs des résistances à l'avancement du transport fluvial ; l'ordre de grandeur est le 1/1000 du tonnage transporté)
- l'intérêt des convois très capacitifs
- l'importance d'une voie d'eau profonde

H. En 1976, un grand nombre d'essais sur modèles ont été effectués à l'Université de Liège par J. Marchal, sur le bateau de 1350 t et la barge Europe II de 1500 t. Ils ont permis d'établir les formules précises suivantes de la résistance résiduaire ($R_{tc} - R_{fc}$)

- Pour le 1350 t, si $\frac{\bar{v}}{\sqrt{gR_h}} < 1,05$

(R_h = rayon hydraulique de la section du canal)

$$R_{rc} = 17 \left[\frac{\bar{v}}{\sqrt{gR_h}} \right]^2 e^{2 \left(\frac{\bar{v}}{\sqrt{gR_h}} \right)^7}$$

(R_{rc} en [N] par tonnes de déplacement)

- Pour le 1350 t, si $\frac{\bar{v}}{\sqrt{gR_h}} > 1,05$

$$R_{rc} = 282 - 340,7 \frac{\bar{v}}{\sqrt{gR_h}} + 440 \left[\frac{\bar{v}}{\sqrt{gR_h}} \right]^2 - 134 \left[\frac{\bar{v}}{\sqrt{gR_h}} \right]^3$$

(R_{rc} en [N] par tonnes de déplacement)

- Pour la barge, quel que soit \bar{v} :

$$R_{rc} = 55 \left[\frac{\bar{v}}{\sqrt{gR_h}} \right]^2 e^{\left(\frac{\bar{v}}{\sqrt{gR_h}} \right)^7}$$

(R_{rc} en [N] par tonnes de déplacement)

11.4.5 Formules empiriques

Les formules assez complexes que l'on vient de présenter sont en fait une amélioration de formules empiriques plus anciennes établies sur la base d'expériences sur modèles et d'essais réels en canal : les formules de Gebers-Engels et de Strickler.

a) Formule de Gebers-Engels

La formule de Gebers-Engels donne deux valeurs différentes selon que la tranche d'eau sous le fond est supérieure ou inférieure à 1 m.

- pour une tranche d'eau sous le fond supérieure à 1 m :

$$R_{tc} = (ks + \lambda S)^{-2,25} v_r$$

- pour une tranche d'eau sous le fond inférieure à 1 m :

$$R_{tc} = (ks + \lambda S_1 + \lambda' S_2)^{-2,25} v_r$$

Les lettres ont les significations suivantes :

R_{tc} est la résistance totale en eau limitée (N)

K est un coefficient variant de 17 pour les formes élancées ou les bateaux vides à 45 pour les formes pleines, chargées

k = 17 pour un coefficient de remplissage de 0,83 à 0,85 ;
k = 20 pour un coefficient de remplissage de 0,85 à 0,88 ;
k = 25 pour un coefficient de remplissage de 0,88 à 0,90 ;
k = 30 pour un coefficient de remplissage de 0,90 à 0,92 ;
k = 35 pour un coefficient de remplissage de 0,92 à 0,94 ;
k = 40 pour un coefficient de remplissage de 0,94 à 0,95 ;
k = 45 pour un coefficient de remplissage de 0,95 à 0,96.

λ est un coefficient variant avec la rugosité de la carène :

1,2 pour une coque neuve soudée,
1,4 à 2 pour une coque vieillie selon l'état de la surface de la carène

S est la surface mouillée en m²

s est la surface du maître-couple immergé (en m²)

S_1 est la surface mouillée des parois de côté en m²

S_2 est la surface de fond en m^2

λ' est un coefficient dépendant de la hauteur h de la tranche d'eau sous le fond, on aura

$$\lambda' = 1,40 \text{ pour } h = 1,00 \text{ m}$$

$$\lambda' = 1,85 \text{ pour } h = 0,75 \text{ m}$$

$$\lambda' = 2,58 \text{ pour } h = 0,50 \text{ m}$$

$$\lambda' = 3,50 \text{ pour } h = 0,25 \text{ m}$$

\bar{v}_r est la vitesse relative en m/s calculée comme on l'a vu plus haut.

Dans la formule de Gebers-Engels, le premier terme est celui de la résistance de rencontre et les deux derniers correspondent au frottement.

b) La formule de Strickler

Cette formule conduit à la résistance à l'avancement d'une façon plus simple. En eau illimitée, c'est-à-dire quand le rapport n des sections Ω et s est supérieur à 50, la résistance à l'avancement est :

$$R_t = 0,16V \left(\frac{L}{e} \right)^{2/3} v_r^2 \text{ pour bateaux en acier}$$

et

$$R = 0,245V \left(\frac{L}{e} \right)^{2/3} v_r^2 \text{ pour bateaux en bois}$$

où v_r est la vitesse relative $v \pm u$ et R_t exprimé en N,

V est le déplacement en m^3 , L/e le rapport longueur-enfoncement, v_r est la vitesse en mètres par seconde.

On obtient l'effet de la section rétrécie en multipliant la valeur de la résistance par un coefficient que donne le tableau 11.2 (R_{tc}).

V_r (m/s)	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50
$n = 50$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$n = 40$	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
$n = 30$	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
$n = 15$	1,43	1,43	1,45	1,50	1,60
$n = 10$	1,70	1,72	1,80	2,10	-
$n = 7$	1,95	2,00	2,20	-	-

Tableau 11-2

c) Exemple

On trouvera dans le tableau 11.3 quelques valeurs obtenues dans des canaux belges (1961) et leur comparaison avec les valeurs numériques calculées selon les deux formules précitées.

On constate que dans l'ensemble, les formules représentent assez bien les résultats d'essais réels (surtout tant que $v_r < 3$ m/s).

On obtiendrait cependant un meilleur résultat encore avec les formules détaillées. Au-delà de 15 km/h, les procédés de calcul décrits sont en défaut car ils ignorent la résistance due aux vagues d'accompagnement qui devient importante à ce moment.

N°	Longueur entre P.P. (mm)	Largeur hors bordé (m)	Enfoncement (m)	Déplacement (m)	Block coefficient	Année construction	Dernier carénage (mois)	Canal d'essais			Traction (daN)	D'après Gebers-Engels			D'après Strickler (daN)
								Nom	Profondeur	$n = \Omega / s$		k	λ	Traction calculée (daN)	
1	38,35	5,05	1,95	342	0,91	-	36	T	8,75	65,4	410	3,0	0,17	457	-
1	38,35	5,05	1,95	342	0,91	-	36	T	8,75	65,4	430	3,0	0,17	490	-
1	38,35	5,05	1,95	342	0,91	-	36	T	8,75	65,4	935	3,0	0,17	972	320
2	50,50	5,70	2,16	540	0,87	1944	24	T	8,75	52,7	650	2,0	0,16	833	410
3	48,50	6,59	2,31	655	0,89	1946	80	T	8,75	42,2	910	2,5	0,20	880	410
4	65,00	8,20	1,97	930	0,89	1930	-	T	8,75	39,9	2170	2,5	0,17	2100	1620
5	65,00	9,58	2,00	1030	0,83	1905	6	T	8,75	33,6	1054	1,7	0,16	1137	930
6	65,00	6,60	2,47	975	0,92	1941	80	T	8,75	39,5	1950	3,0	0,20	2490	1330
7	65,00	8,20	2,54	1200	0,89	1930	100	T	8,75	30,8	850	2,5	0,20	1240	-
8	63,00	9,08	2,51	1202	0,86	1906	-	B	6,50	12,0	650	1,7	0,16	670	680
8	63,00	9,08	2,51	1202	0,86	1906	-	B	6,50	12,0	810	1,7	0,16	772	780
9	81,00	10,36	2,01	1435	0,85	1897	1	T	8,75	31,0	1565	1,7	0,14	1910	2200
10	82,00	10,25	2,41	1754	0,87	1952	10	T	8,75	26,0	1170	2,0	0,14	1315	1600
11	108,00	13,10	2,66	3170	0,85	1912	60	T	8,75	18,5	1980	1,7	0,18	2420	3500
12	78,00	9,48	2,47	1650	0,90	1925	12	T	8,75	27,5	2100	2,5	0,14	2780	2900
12	78,00	9,48	2,47	1650	0,90	1925	18	B	6,50	11,6	1260	2,5	0,17	1150	1330
13	78,00	9,48	2,56	1580	0,90	1927	100	B	6,50	11,3	1040	2,5	0,20	1150	1185
14	78,00	9,50	2,53	1650	0,88	1926	4	B	6,50	11,4	940	2,5	0,16	945	1090
15	78,00	9,48	2,08	1335	0,87	1926	24	B	6,50	14,0	1300	2,0	0,16	1430	1670
16	84,00	10,20	2,15	1533	0,84	1909	4	B	6,50	12,5	850	1,7	0,16	1010	1340
17	91,50	11,09	2,25	1890	0,83	1924	70	B	6,50	11,0	960	1,7	0,20	1305	1670
18	90,00	11,33	2,82	2506	0,87	1909	30	B	6,50	8,6	1170	2,0	0,18	1085	1570
19	103,00	12,09	2,60	2720	0,84	1915	2	B	6,50	9,7	1000	1,7	0,16	823	1495

Tableau 11-3 T (canal de Gand à Terneuzen), B (canal de Bruxelles au Ruppel)

11.4.6 Essais sur modèles

Les essais sur modèles que l'on exécute en laboratoire doivent être interprétés d'une manière très soignée. En effet, la résistance de frottement fait intervenir la similitude de Reynolds, la résistance de rencontre ainsi que celle due aux vagues d'accompagnement sont régies par une similitude de Froude (On désigne souvent par le vocable résistance résiduaire la somme des résistances de rencontre et des vagues d'accompagnement). L'impossibilité de réaliser les deux économiquement et pratiquement conduit au procédé hybride suivant.

La similitude respectée est celle de Froude car respecter la similitude de Reynolds conduit à des vitesses peu réalisables en laboratoire.

En effet :

$R_e = UD/\nu$ d'où $U^* = 1/D^*$ si U^* et D^* désignent les échelles des vitesses et longueurs ; les échelles de longueur étant de l'ordre de 1/50, on voit que $U^* = 50$!

Dans les essais, on ne compare que les résistances de rencontre et d'accompagnement dans le modèle et le prototype en calculant selon la loi du frottement, les résistances de frottement dans le modèle et le prototype.

On utilise pour faire ces calculs la formule de Schoenherr.

<p>(Résistance de frottement)_m</p> <p>↓</p> <p>Calculée avec les données du modèle (A)</p>	<p>(Résistance de frottement)_p</p> <p>↓</p> <p>Calculée avec les données du prototype (C)</p>
<p>(Résistance résiduaire)_m</p> <p>↓</p> <p>Obtenue par soustraction (B-A)</p>	<p>(Résistance résiduaire)_p</p> <p>↓</p> <p>Transposées selon similitude de Froude (D)</p>
<p>(Résistance totale)_m</p> <p>Mesurée sur le modèle (B)</p>	<p>(Résistance totale)_p</p> <p>Obtenue par addition (C + D)</p>

Tableau 11-4

On exécute aussi parfois des essais réels avec mesure des efforts au dynamomètre.

11.4.7 Conclusions

L'étude précédente montre que les facteurs les plus significatifs de la résistance sont :

- la valeur de n ($= \Omega/s$)
- la vitesse absolue du bateau (v)
- l'affinement des formes (k)
- l'état de surface de la coque (λ)
- la pente de surface de la voie d'eau (I)

En conclusion :

1. Afin de ne pas exiger des efforts de traction trop élevés, il ne faut pas descendre en dessous d'une valeur de n voisine de 7, à considérer comme un minimum absolu. Il faut éviter, dans une voie navigable, des passages rétrécis produisant une grande réduction de n , même sur une petite longueur. Car ce passage exige des moyens de traction exceptionnels et de grandes pertes de temps, il allonge beaucoup le parcours virtuel.
2. A section égale, la plus profonde est plus avantageuse que la plus large.
3. tant que l'on navigue à des vitesses inférieures à v_L , les résistances à l'avancement sont faibles, le transport fluvial est donc énergétiquement économique.
4. Plus le navire est capacitif, plus la résistance par tonne de chargement diminue : il faut donc promouvoir l'emploi des grandes unités.
5. La résistance n'étant pas nulle, il faut donc disposer d'une force motrice.

11.5 Références

[1] *Les voies navigables*, Notes de cours du Professeur Dehousse, ULG, 1990.

Annexe

Méthode de Gorbunov-Posadov : exemples et abaques

EXEMPLE DE CALCUL STATIQUE DU RADIER

DONNEES DE BASE

$$E_0 = E_{ter} = 5 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$E_1 = E_{beton} = 2,1 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$t = 10 \times \frac{E_0}{E_1} \times \frac{L^3}{h^3} = 1,66 \approx 2$$

$$L = \frac{L_c}{2} = 8,60 \text{ m}$$

$$\alpha'_i = \frac{Q_i}{L} = \frac{6,55}{8,60} = 0,76 \approx 0,8$$

$$h_r = 4,50 \text{ m}$$

$$q : t = 2$$

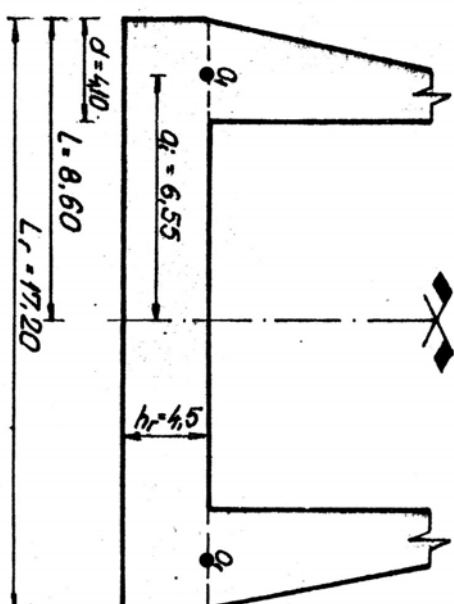
$t \backslash i$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
\bar{q}	0,72	0,72	0,74	0,74	0,77	0,81	0,87	0,99	1,21	1,65	—
\bar{T}	0,000	-0,028	-0,056	-0,082	-0,107	-0,128	-0,145	-0,153	-0,144	-0,104	0,000
\bar{M}	0,096	0,095	0,091	0,084	0,074	0,063	0,049	0,034	0,019	0,006	0,000

$$N : t = 2 ; \alpha = 0,8$$

$\alpha \backslash i$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
\bar{q}	0,58	0,59	0,60	0,64	0,69	0,76	0,86	1,03	1,32	1,87	—
\bar{T}	0,00	0,06	0,12	0,18	0,24	0,32	0,40	0,49	$\frac{0,61}{-0,39}$	-0,23	0,00
\bar{M}	-0,17	-0,16	-0,16	-0,14	-0,12	-0,09	-0,05	0,00	0,04	0,01	0,00

$$M : t = 2 ; \alpha = 0,8$$

$\alpha \backslash i$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
\bar{q}	-0,52	-0,51	-0,49	-0,44	-0,38	-0,28	-0,15	0,07	0,43	1,06	—
\bar{T}	0,00	-0,05	-0,10	-0,15	-0,19	-0,22	-0,25	-0,25	-0,23	-0,16	0,00
\bar{M}	-0,84	-0,84	-0,85	-0,86	-0,88	-0,90	-0,92	-0,95	$\frac{-0,97}{0,03}$	0,01	0,00



CHARGES MODIFIES

$$N^* = N - p_0 \cdot d$$

$$M^* = M + T \frac{h_r}{2}$$

EFFORTS RESULTANTS

$$P = g_r + p_0 - s$$

$$g_r = \frac{G_c}{L_r} = \frac{t_0 \times h_r \times L_r \times 1}{L_r}$$

$$S = t_w (h_r + h_2)$$

$$Q = P \times \bar{q}$$

$$\bar{T} = L \times P \times \bar{T}$$

$$M = L^2 \times P \times \bar{M}$$

$$Q = \frac{N^*}{L} \times \bar{q}$$

$$T = N^* \times \bar{T}$$

$$M = L \times N^* \times \bar{M}$$

$$Q = \frac{M^*}{L^2} \times \bar{q}$$

$$T = \frac{M^*}{L} \times \bar{T}$$

$$M = M^* \times \bar{M}$$

CHARGES MODIFIES

$$N^* = 131,43 \text{ tf}$$

$$M^* = 1396,85 \text{ tfm}$$

EFFORTS RESULTANTS

$$P = 2,60 \text{ tf/m}$$

$$q_r = 10,8 \text{ tf/m}$$

$$P_0 = 3 \text{ tf/m}$$

$$s = 11,2 \text{ tf/m}$$

$$N \quad \begin{cases} Q = 15,28 \times \bar{Q} \\ T = 131,43 \times \bar{T} \\ M = 1130,20 \times \bar{M} \end{cases}$$

$$P \quad \begin{cases} Q = 2,60 \times \bar{Q} \\ T = 22,36 \times \bar{T} \\ M = 192,29 \times \bar{M} \end{cases} \quad M \quad \begin{cases} Q = -18,88 \times \bar{Q} \\ T = -162,42 \times \bar{T} \\ M = -1396,85 \times \bar{M} \end{cases}$$

Eforturi totale		Eforturi din M		Eforturi din N		Eforturi din P	
M	T	M	T	M	T	M	T
999,6	1000,7	1173,35	1173,35	-192,14	-180,84	18,45	18,26
1000,7	1001,9	1173,35	1187,3	-180,84	-180,84	18,26	17,49
1001,9	1002,9	1201,3	1201,3	-158,24	-135,63	16,15	16,15
1002,9	1003,8	1229,3	1229,3	-135,63	-101,12	14,22	14,22
1003,8	1004,7	1257,1	1257,1	-101,12	-56,51	12,11	9,42
1004,7	1005,6	1285,1	1285,1	-56,51	0,00	9,42	6,53
1005,6	1006,5	1327	1327	0,00	45,21	6,53	3,65
1006,5	1007,4	1354,9	1354,9	45,21	80,23	3,65	1,15
1007,4	1008,3	-4,95	-4,95	80,23	-51,2	1,15	0,00
1008,3	1009,2	-13,96	-13,96	-51,2	-30,24	0,00	-
1009,2	1010,1	0,00	0,00	-30,24	0,00	-	-
1010,1	1011,0	-	-	0,00	-	-	-

REPARATIONS

CHARGES MODIFIES

$$N^* = 141,93 \text{ tf}$$

$$M^* = 1434,13 \text{ tfm}$$

EFFORTS RESULTANTS

$$P = 1,60 \text{ tf/m}$$

$$q_r = 10,8 \text{ tf/m}$$

$$s = 9,20 \text{ tf/m}$$

$$N = 141,93 \times \bar{q}$$

$$M = 1220,59 \times \bar{M}$$

$$P = 1,6 \times \bar{q}$$

$$T = 13,76 \times \bar{T}$$

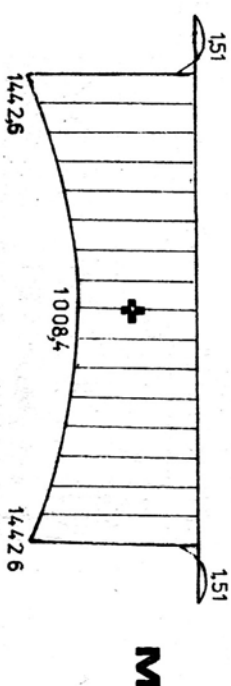
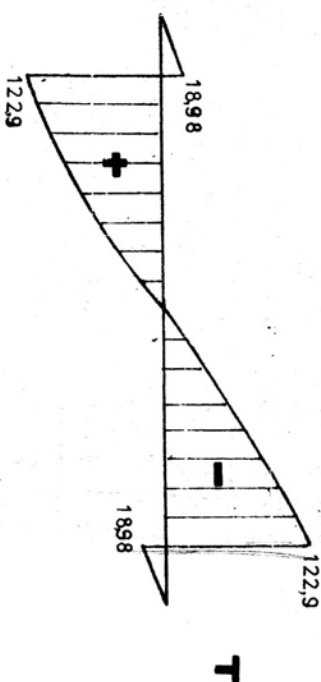
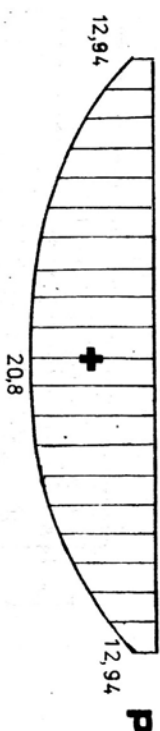
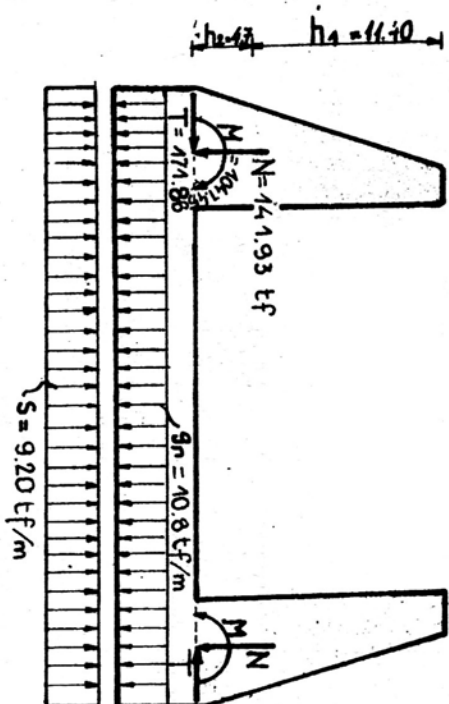
$$M = 118,33 \times \bar{M}$$

$$q = -19,39 \times \bar{q}$$

$$T = -166,75 \times \bar{T}$$

$$M = -1434,13 \times \bar{M}$$

x	Eforturi din P		Eforturi din N		Eforturi din M		Eforturi totale	
	q	T	q	T	q	T	q	T
0,0	1,15	-0,00	9,57	9,00	10,08	0,00	20,8	0,00
0,1	1,15	-0,38	9,73	8,51	9,88	8,33	20,76	16,46
0,2	1,18	-0,97	9,9	17,03	9,50	16,67	20,58	32,9
0,3	1,18	-1,12	10,56	25,54	8,53	25,01	20,27	49,43
0,4	1,23	-1,47	11,38	34,06	7,37	31,68	19,97	64,27
0,5	1,29	-1,76	12,54	45,41	5,42	36,68	19,25	80,38
0,6	1,39	-1,99	14,19	56,77	2,90	41,68	18,48	96,46
0,7	1,58	-2,10	16,99	69,54	-1,35	41,68	17,22	109,12
0,8	1,93	-1,98	21,78	86,57	-8,33	38,35	15,28	122,9
0,9	2,64	1,43	30,85	32,64	-20,55	26,68	12,94	144,26
1,0	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00



TABELUL III-5

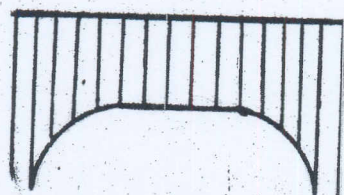
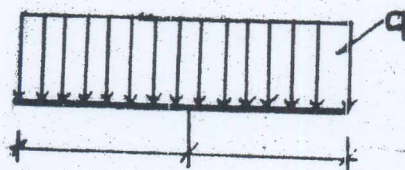
INCARCARE CU FORTA

Distributie

CONSTANTA UNITARA

 $P=1$

Charge symétrique



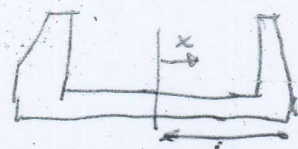
P



T



M

 $\xi = \frac{x}{L}$

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

FLEX	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.0	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707
1.0	0.694	0.697	0.707	0.724	0.752	0.796	0.868	0.993	1.227	1.687	2.619
2.0	0.718	0.721	0.729	0.743	0.767	0.805	0.870	0.986	1.206	1.646	2.541
3.0	0.740	0.742	0.748	0.760	0.780	0.814	0.872	0.980	1.188	1.610	2.473
4.0	0.759	0.760	0.765	0.775	0.791	0.821	0.874	0.974	1.173	1.578	2.412
5.0	0.775	0.777	0.780	0.788	0.802	0.828	0.876	0.970	1.159	1.549	2.358
6.0	0.791	0.791	0.794	0.800	0.811	0.834	0.877	0.965	1.146	1.523	2.309
7.0	0.804	0.805	0.806	0.810	0.820	0.839	0.879	0.961	1.135	1.500	2.265
8.0	0.816	0.817	0.817	0.820	0.827	0.844	0.880	0.958	1.124	1.479	2.225
9.0	0.828	0.827	0.827	0.829	0.834	0.848	0.882	0.955	1.115	1.459	2.188
10.0	0.838	0.837	0.837	0.837	0.841	0.853	0.883	0.952	1.106	1.441	2.154

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIETOARE - T

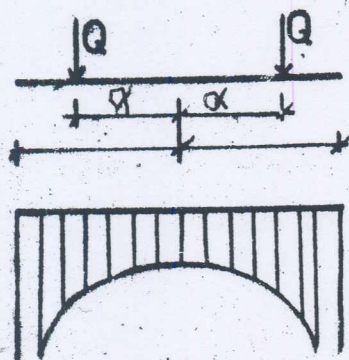
FLEX	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.0	0.000	-0.033	-0.066	-0.097	-0.125	-0.149	-0.167	-0.174	-0.163	-0.116	0.000
1.0	0.000	-0.030	-0.060	-0.089	-0.115	-0.138	-0.155	-0.163	-0.153	-0.110	0.000
2.0	0.000	-0.028	-0.056	-0.082	-0.107	-0.128	-0.145	-0.153	-0.144	-0.104	0.000
3.0	0.000	-0.026	-0.052	-0.076	-0.099	-0.120	-0.136	-0.144	-0.136	-0.099	0.000
4.0	0.000	-0.024	-0.048	-0.071	-0.093	-0.112	-0.128	-0.136	-0.130	-0.095	0.000
5.0	0.000	-0.022	-0.045	-0.066	-0.087	-0.106	-0.121	-0.129	-0.124	-0.091	0.000
6.0	0.000	-0.021	-0.042	-0.062	-0.082	-0.099	-0.114	-0.123	-0.118	-0.087	0.000
7.0	0.000	-0.020	-0.039	-0.058	-0.077	-0.094	-0.108	-0.117	-0.113	-0.084	0.000
8.0	0.000	-0.018	-0.037	-0.055	-0.073	-0.089	-0.103	-0.112	-0.109	-0.081	0.000
9.0	0.000	-0.017	-0.035	-0.052	-0.069	-0.085	-0.098	-0.107	-0.104	-0.073	0.000
10.0	0.000	-0.016	-0.033	-0.049	-0.065	-0.080	-0.094	-0.103	-0.101	-0.075	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

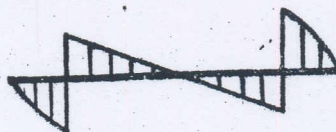
FLEX	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.0	0.111	0.109	0.104	0.096	0.085	0.071	0.055	0.038	0.021	0.007	0.000
1.0	0.103	0.101	0.097	0.089	0.077	0.066	0.052	0.036	0.020	0.006	0.000
2.0	0.096	0.095	0.091	0.084	0.074	0.062	0.049	0.034	0.019	0.004	0.000
3.0	0.090	0.089	0.085	0.079	0.070	0.059	0.046	0.032	0.018	0.006	0.000
4.0	0.085	0.084	0.080	0.074	0.066	0.056	0.044	0.030	0.017	0.005	0.000
5.0	0.080	0.079	0.076	0.070	0.063	0.053	0.042	0.029	0.016	0.005	0.000
6.0	0.076	0.075	0.072	0.067	0.059	0.050	0.040	0.028	0.016	0.005	0.000
7.0	0.072	0.071	0.068	0.063	0.057	0.048	0.038	0.027	0.015	0.005	0.000
8.0	0.069	0.068	0.065	0.060	0.054	0.046	0.036	0.026	0.014	0.005	0.000
9.0	0.066	0.065	0.062	0.058	0.052	0.044	0.035	0.025	0.014	0.004	0.000
10.0	0.063	0.062	0.059	0.055	0.050	0.042	0.034	0.024	0.013	0.004	0.000

 * TABELE PENTRU CALCULUL EFORTURILOR *
 * LA GRINZI PE MEDIU ELASTIC INCARCATE SIMETRIC *

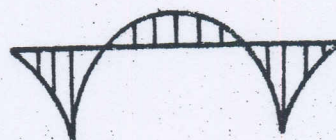
Charge concentrées Q=1 **TABELUL III-4**



(P)



(T)



(M)

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $k = 0$.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707
0.2	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707
0.3	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707
0.4	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707
0.5	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707
0.6	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707
0.7	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707
0.8	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707
0.9	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707
1.0	0.666	0.670	0.682	0.702	0.735	0.786	0.866	1.001	1.250	1.734	2.707

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIE TOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.933	-0.866	-0.797	-0.725	-0.649	-0.567	-0.474	-0.363	-0.216	0.000
0.2	0.000	0.067	-0.866	-0.797	-0.725	-0.649	-0.567	-0.474	-0.363	-0.216	0.000
0.3	0.000	0.067	0.134	-0.797	-0.725	-0.649	-0.567	-0.474	-0.363	-0.216	0.000
0.4	0.000	0.067	0.134	0.203	-0.725	-0.649	-0.567	-0.474	-0.363	-0.216	0.000
0.5	0.000	0.067	0.134	0.203	0.275	-0.649	-0.567	-0.474	-0.363	-0.216	0.000
0.6	0.000	0.067	0.134	0.203	0.275	0.351	-0.567	-0.474	-0.363	-0.216	0.000
0.7	0.000	0.067	0.134	0.203	0.275	0.351	0.433	-0.474	-0.363	-0.216	0.000
0.8	0.000	0.067	0.134	0.203	0.275	0.351	0.433	0.526	-0.363	-0.216	0.000
0.9	0.000	0.067	0.134	0.203	0.275	0.351	0.433	0.526	0.637	-0.216	0.000
1.0	0.000	0.067	0.134	0.203	0.275	0.351	0.433	0.526	0.637	0.784	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.511	0.514	0.424	0.341	0.265	0.196	0.135	0.083	0.041	0.012	0.000
0.2	0.411	0.414	0.424	0.341	0.265	0.196	0.135	0.083	0.041	0.012	0.000
0.3	0.311	0.314	0.324	0.341	0.265	0.196	0.135	0.083	0.041	0.012	0.000
0.4	0.211	0.214	0.224	0.241	0.265	0.196	0.135	0.083	0.041	0.012	0.000
0.5	0.111	0.114	0.124	0.141	0.165	0.196	0.135	0.083	0.041	0.012	0.000
0.6	0.011	0.014	0.024	0.041	0.065	0.096	0.135	0.083	0.041	0.012	0.000
0.7	-0.087	-0.086	-0.076	-0.059	-0.035	-0.004	0.035	0.083	0.041	0.012	0.000
0.8	-0.189	-0.186	-0.176	-0.159	-0.135	-0.104	-0.065	-0.017	0.041	0.012	0.000
0.9	-0.289	-0.286	-0.276	-0.259	-0.235	-0.204	-0.165	-0.117	-0.059	0.012	0.000
1.0	-0.389	-0.386	-0.376	-0.359	-0.335	-0.304	-0.265	-0.217	-0.159	-0.088	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $\epsilon = 1.$

COEFICIENTII PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.780	0.780	0.781	0.785	0.795	0.817	0.864	0.959	1.155	1.565	2.415
0.2	0.772	0.772	0.772	0.776	0.789	0.813	0.870	0.970	1.167	1.571	2.420
0.3	0.752	0.753	0.757	0.766	0.784	0.816	0.873	0.975	1.177	1.592	2.463
0.4	0.725	0.728	0.733	0.754	0.778	0.814	0.872	0.977	1.198	1.626	2.537
0.5	0.702	0.705	0.716	0.734	0.764	0.808	0.877	0.995	1.215	1.657	2.566
0.6	0.675	0.679	0.691	0.712	0.746	0.797	0.875	1.003	1.236	1.702	2.666
0.7	0.650	0.653	0.665	0.688	0.726	0.784	0.872	1.012	1.260	1.751	2.765
0.8	0.620	0.625	0.640	0.667	0.709	0.770	0.864	1.016	1.288	1.808	2.845
0.9	0.592	0.597	0.614	0.641	0.688	0.756	0.857	1.022	1.312	1.863	2.955
1.0	0.564	0.570	0.583	0.620	0.668	0.741	0.850	1.026	1.335	1.919	3.066

COEFICIENTII PENTRU CALCULUL FORTEI TAIEATOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.922	-0.844	-0.766	-0.687	-0.606	-0.522	-0.432	-0.327	-0.194	0.000
0.2	0.000	0.077	-0.846	-0.768	-0.690	-0.610	-0.526	-0.435	-0.329	-0.194	0.000
0.3	0.000	0.075	0.151	-0.773	-0.696	-0.616	-0.532	-0.440	-0.333	-0.197	0.000
0.4	0.000	0.073	0.146	0.220	-0.703	-0.624	-0.540	-0.448	-0.341	-0.203	0.000
0.5	0.000	0.070	0.141	0.214	0.289	-0.633	-0.549	-0.456	-0.347	-0.206	0.000
0.6	0.000	0.068	0.136	0.206	0.279	-0.656	-0.561	-0.467	-0.357	-0.213	0.000
0.7	0.000	0.065	0.131	0.198	0.269	-0.684	-0.589	-0.495	-0.385	-0.220	0.000
0.8	0.000	0.062	0.125	0.190	0.259	-0.716	-0.621	-0.527	-0.417	-0.227	0.000
0.9	0.000	0.059	0.120	0.183	0.249	-0.751	-0.656	-0.562	-0.452	-0.235	0.000
1.0	0.000	0.057	0.114	0.175	0.239	-0.789	-0.694	-0.600	-0.490	-0.257	0.000

COEFICIENTII PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.481	0.495	0.397	0.316	0.244	0.179	0.123	0.075	0.037	0.010	0.000
0.2	0.383	0.387	0.399	0.318	0.245	0.180	0.123	0.075	0.037	0.010	0.000
0.3	0.288	0.291	0.303	0.321	0.248	0.182	0.125	0.076	0.037	0.011	0.000
0.4	0.193	0.197	0.208	0.226	0.252	0.185	0.127	0.078	0.038	0.011	0.000
0.5	0.099	0.103	0.113	0.131	0.156	0.189	0.130	0.079	0.039	0.011	0.000
0.6	0.007	0.010	0.020	0.038	0.062	0.093	0.133	0.082	0.040	0.011	0.000
0.7	-0.085	-0.082	-0.072	-0.056	-0.032	-0.002	0.037	0.084	0.042	0.012	0.000
0.8	-0.177	-0.174	-0.164	-0.149	-0.126	-0.097	-0.059	-0.013	0.043	0.012	0.000
0.9	-0.268	-0.265	-0.256	-0.241	-0.220	-0.191	-0.155	-0.111	-0.056	0.013	0.000
1.0	-0.360	-0.357	-0.348	-0.334	-0.313	-0.286	-0.251	-0.208	-0.154	-0.087	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $\epsilon = 2.$

COEFICIENTII PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.881	0.878	0.869	0.857	0.847	0.844	0.861	0.920	1.071	1.418	2.164
0.2	0.866	0.862	0.851	0.840	0.835	0.843	0.873	0.943	1.094	1.429	2.171
0.3	0.828	0.826	0.823	0.822	0.827	0.843	0.879	0.953	1.113	1.468	2.251
0.4	0.776	0.779	0.786	0.799	0.816	0.839	0.879	0.956	1.133	1.531	2.392
0.5	0.733	0.736	0.745	0.762	0.789	0.828	0.889	0.991	1.185	1.583	2.442
0.6	0.684	0.687	0.698	0.720	0.756	0.808	0.885	1.005	1.224	1.672	2.631
0.7	0.635	0.639	0.650	0.675	0.718	0.783	0.878	1.021	1.269	1.764	2.817
0.8	0.579	0.585	0.603	0.636	0.686	0.757	0.863	1.030	1.321	1.872	2.966
0.9	0.527	0.534	0.555	0.592	0.648	0.729	0.850	1.039	1.365	1.975	3.173
1.0	0.475	0.483	0.507	0.548	0.610	0.701	0.835	1.047	1.409	2.080	3.382

COEFICIENTII PENTRU CALCULUL FORTEI TAIEATOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.912	-0.825	-0.738	-0.653	-0.569	-0.484	-0.395	-0.297	-0.175	0.000
0.2	0.000	0.086	-0.828	-0.743	-0.660	-0.576	-0.490	-0.400	-0.299	-0.175	0.000
0.3	0.000	0.083	0.165	-0.753	-0.670	-0.587	-0.501	-0.410	-0.308	-0.181	0.000
0.4	0.000	0.078	0.156	0.235	-0.684	-0.602	-0.516	-0.425	-0.321	-0.191	0.000
0.5	0.000	0.073	0.147	0.223	0.300	-0.619	-0.534	-0.440	-0.332	-0.196	0.000
0.6	0.000	0.069	0.138	0.209	0.282	-0.640	-0.555	-0.461	-0.351	-0.209	0.000
0.7	0.000	0.064	0.128	0.194	0.264	-0.668	-0.583	-0.489	-0.371	-0.222	0.000
0.8	0.000	0.058	0.117	0.179	0.245	-0.697	-0.612	-0.518	-0.392	-0.236	0.000
0.9	0.000	0.053	0.107	0.164	0.226	-0.726	-0.641	-0.547	-0.421	-0.251	0.000
1.0	0.000	0.048	0.097	0.150	0.207	-0.755	-0.670	-0.576	-0.450	-0.274	0.000

COEFICIENTII PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.456	0.460	0.373	0.285	0.226	0.165	0.112	0.068	0.033	0.009	0.000
0.2	0.360	0.364	0.377	0.298	0.228	0.166	0.113	0.068	0.033	0.009	0.000
0.3	0.267	0.271	0.284	0.304	0.233	0.170	0.116	0.070	0.034	0.010	0.000
0.4	0.178	0.182	0.194	0.213	0.241	0.177	0.121	0.074	0.036	0.010	0.000
0.5	0.089	0.093	0.104	0.122	0.149	0.183	0.125	0.076	0.037	0.011	0.000
0.6	0.004	0.007	0.017	0.035	0.059	0.091	0.131	0.080	0.040	0.011	0.000
0.7	-0.081	-0.078	-0.069	-0.052	-0.030	0.000	0.038	0.085	0.042	0.012	0.000
0.8	-0.166	-0.163	-0.154	-0.139	-0.118	-0.090	-0.055	-0.010	0.045	0.013	0.000
0.9	-0.250	-0.247	-0.239	-0.226	-0.206	-0.180	-0.147	-0.105	-0.053	0.014	0.000
1.0	-0.334	-0.332	-0.324	-0.312	-0.294	-0.270	-0.239	-0.200	-0.150	-0.086	0.000

$t=3$

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.971	0.964	0.946	0.921	0.892	0.867	0.858	0.885	0.796	1.289	1.947
0.2	0.949	0.942	0.922	0.896	0.875	0.865	0.876	0.919	1.030	1.304	1.954
0.3	0.894	0.890	0.881	0.871	0.864	0.867	0.884	0.933	1.056	1.353	2.067
0.4	0.820	0.823	0.829	0.839	0.850	0.862	0.883	0.937	1.083	1.447	2.267
0.5	0.759	0.762	0.771	0.787	0.811	0.847	0.899	0.988	1.159	1.527	2.332
0.6	0.690	0.694	0.705	0.727	0.764	0.819	0.894	1.009	1.213	1.645	2.600
0.7	0.623	0.626	0.637	0.663	0.711	0.783	0.885	1.030	1.276	1.775	2.864
0.8	0.543	0.550	0.571	0.609	0.665	0.746	0.862	1.042	1.350	1.928	3.072
0.9	0.471	0.479	0.503	0.546	0.611	0.706	0.843	1.054	1.412	2.075	3.365
1.0	0.398	0.407	0.436	0.484	0.558	0.665	0.822	1.064	1.474	2.222	3.663

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIETOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.903	-0.808	-0.714	-0.623	-0.536	-0.450	-0.363	-0.270	-0.158	0.000
0.2	0.000	-0.095	-0.812	-0.721	-0.633	-0.546	-0.459	-0.370	-0.273	-0.158	0.000
0.3	0.000	0.089	-0.178	-0.735	-0.648	-0.561	-0.474	-0.384	-0.285	-0.166	0.000
0.4	0.000	0.082	0.165	-0.248	-0.668	-0.582	-0.495	-0.404	-0.304	-0.181	0.000
0.5	0.000	0.076	0.153	0.230	0.310	-0.607	-0.520	-0.426	-0.320	-0.188	0.000
0.6	0.000	0.069	0.139	0.210	0.285	0.364	-0.551	-0.456	-0.346	-0.206	0.000
0.7	0.000	0.062	0.125	0.190	0.259	0.333	0.416	-0.488	-0.374	-0.225	0.000
0.8	0.000	0.055	0.110	0.169	0.233	0.303	0.383	0.478	-0.404	-0.243	0.000
0.9	0.000	0.047	0.096	0.149	0.206	0.272	0.349	0.443	0.564	-0.265	0.000
1.0	0.000	0.040	0.082	0.128	0.180	0.241	0.314	0.408	0.533	0.714	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.433	0.438	0.353	0.276	0.210	0.152	0.102	0.062	0.030	0.008	0.000
0.2	0.339	0.343	0.357	0.281	0.213	0.154	0.104	0.062	0.030	0.008	0.000
0.3	0.250	0.254	0.267	0.290	0.220	0.160	0.108	0.065	0.032	0.009	0.000
0.4	0.165	0.169	0.182	0.202	0.231	0.169	0.115	0.070	0.034	0.010	0.000
0.5	0.080	0.084	0.096	0.115	0.142	0.177	0.121	0.073	0.036	0.010	0.000
0.6	0.001	0.004	0.015	0.032	0.057	0.089	0.130	0.079	0.039	0.011	0.000
0.7	-0.078	-0.075	-0.066	-0.050	-0.027	0.002	0.040	0.086	0.043	0.012	0.000
0.8	-0.156	-0.154	-0.145	-0.131	-0.111	-0.085	-0.050	-0.007	0.046	0.013	0.000
0.9	-0.234	-0.231	-0.224	-0.212	-0.194	-0.171	-0.140	-0.100	-0.050	0.014	0.000
1.0	-0.311	-0.309	-0.303	-0.293	-0.277	-0.256	-0.229	-0.193	-0.146	-0.084	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $t=4$.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	1.051	1.042	1.016	0.977	0.932	0.887	0.854	0.853	0.929	1.175	1.759
0.2	1.024	1.013	0.984	0.946	0.910	0.885	0.878	0.897	0.973	1.193	1.764
0.3	0.953	0.948	0.933	0.914	0.897	0.888	0.889	0.916	1.005	1.260	1.906
0.4	0.859	0.861	0.867	0.874	0.880	0.883	0.888	0.919	1.038	1.373	2.159
0.5	0.781	0.784	0.793	0.808	0.832	0.864	0.910	0.986	1.136	1.472	2.233
0.6	0.696	0.699	0.710	0.733	0.772	0.828	0.903	1.011	1.203	1.620	2.574
0.7	0.611	0.614	0.625	0.653	0.704	0.783	0.891	1.039	1.283	1.784	2.908
0.8	0.511	0.519	0.543	0.585	0.647	0.736	0.862	1.053	1.376	1.978	3.166
0.9	0.421	0.430	0.458	0.506	0.579	0.684	0.836	1.067	1.454	2.163	3.537
1.0	0.331	0.341	0.373	0.428	0.512	0.633	0.809	1.079	1.531	2.349	3.914

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIETOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.895	-0.792	-0.692	-0.597	-0.506	-0.419	-0.334	-0.246	-0.143	0.000
0.2	0.000	-0.102	-0.798	-0.702	-0.609	-0.519	-0.431	-0.343	-0.250	-0.144	0.000
0.3	0.000	0.095	-0.189	-0.718	-0.628	-0.539	-0.450	-0.360	-0.265	-0.154	0.000
0.4	0.000	0.086	0.172	-0.259	-0.653	-0.565	-0.476	-0.386	-0.289	-0.171	0.000
0.5	0.000	0.078	0.157	0.237	0.319	-0.596	-0.508	-0.413	-0.308	-0.180	0.000
0.6	0.000	0.070	0.140	0.212	0.287	0.367	-0.546	-0.451	-0.342	-0.203	0.000
0.7	0.000	0.061	0.123	0.187	0.254	0.328	0.412	-0.492	-0.377	-0.227	0.000
0.8	0.000	0.051	0.104	0.160	0.222	0.291	0.370	0.465	-0.415	-0.250	0.000
0.9	0.000	0.042	0.087	0.135	0.189	0.252	0.327	0.421	0.546	-0.277	0.000
1.0	0.000	0.033	0.069	0.109	0.156	0.212	0.284	0.377	0.506	0.695	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.413	0.418	0.334	0.260	0.195	0.140	0.094	0.056	0.027	0.008	0.000
0.2	0.320	0.325	0.340	0.265	0.200	0.143	0.096	0.057	0.028	0.008	0.000
0.3	0.234	0.238	0.253	0.276	0.209	0.151	0.101	0.061	0.029	0.008	0.000
0.4	0.153	0.158	0.171	0.192	0.222	0.162	0.110	0.066	0.033	0.009	0.000
0.5	0.073	0.077	0.088	0.108	0.136	0.172	0.117	0.071	0.034	0.010	0.000
0.6	-0.002	-0.002	0.012	0.030	0.055	0.087	0.128	0.078	0.039	0.011	0.000
0.7	-0.075	-0.072	-0.063	-0.047	-0.025	0.004	0.041	0.087	0.043	0.012	0.000
0.8	-0.148	-0.143	-0.137	-0.124	-0.105	-0.080	-0.047	-0.005	0.047	0.014	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	1.124	1.112	1.078	1.029	0.967	0.904	0.849	0.823	0.869	1.073	1.524
0.2	1.091	1.077	1.040	0.990	0.941	0.902	0.879	0.878	0.921	1.093	1.596
0.3	1.006	0.999	0.979	0.952	0.927	0.906	0.894	0.900	0.959	1.173	1.764
0.4	0.893	0.896	0.901	0.907	0.908	0.902	0.893	0.903	0.997	1.305	2.066
0.5	0.800	0.803	0.812	0.827	0.850	0.880	0.920	0.984	1.115	1.422	2.144
0.6	0.700	0.703	0.714	0.738	0.779	0.836	0.913	1.014	1.193	1.597	2.552
0.7	0.601	0.603	0.614	0.643	0.693	0.784	0.938	1.048	1.288	1.790	2.948
0.8	0.482	0.491	0.517	0.563	0.631	0.727	0.862	1.063	1.399	2.022	3.249
0.9	0.377	0.387	0.417	0.470	0.550	0.665	0.830	1.079	1.491	2.242	3.692
1.0	0.271	0.282	0.317	0.379	0.471	0.603	0.796	1.091	1.581	2.463	4.140

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIE TOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.888	-0.778	-0.673	-0.573	-0.480	-0.392	-0.309	-0.225	-0.130	0.000
0.2	0.000	0.109	-0.785	-0.684	-0.587	-0.495	-0.406	-0.319	-0.229	-0.130	0.000
0.3	0.000	0.100	0.199	-0.704	-0.610	-0.519	-0.429	-0.339	-0.247	-0.142	0.000
0.4	0.000	0.089	0.179	0.270	-0.640	-0.549	-0.459	-0.370	-0.276	-0.163	0.000
0.5	0.000	0.080	0.161	0.243	0.327	-0.587	-0.497	-0.402	-0.298	-0.173	0.000
0.6	0.000	0.070	0.141	0.213	0.289	0.370	-0.543	-0.447	-0.337	-0.201	0.000
0.7	0.000	0.060	0.121	0.184	0.250	0.324	0.408	-0.495	-0.380	-0.229	0.000
0.8	0.000	0.048	0.099	0.153	0.212	0.280	0.359	0.454	-0.424	-0.257	0.000
0.9	0.000	0.038	0.078	0.122	0.173	0.233	0.308	0.402	0.529	-0.289	0.000
1.0	0.000	0.027	0.057	0.092	0.134	0.187	0.257	0.350	0.481	0.679	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.395	0.401	0.317	0.245	0.183	0.130	0.087	0.052	0.025	0.007	0.000
0.2	0.303	0.309	0.325	0.251	0.188	0.134	0.089	0.053	0.025	0.007	0.000
0.3	0.220	0.225	0.240	0.264	0.199	0.142	0.095	0.057	0.027	0.008	0.000
0.4	0.143	0.147	0.161	0.183	0.215	0.155	0.105	0.063	0.031	0.009	0.000
0.5	0.066	0.070	0.082	0.102	0.131	0.167	0.113	0.068	0.033	0.009	0.000
0.6	-0.004	-0.001	0.010	0.028	0.053	0.086	0.127	0.077	0.038	0.011	0.000
0.7	-0.072	-0.069	-0.060	-0.045	-0.024	0.005	0.042	0.087	0.043	0.012	0.000
0.8	-0.140	-0.138	-0.130	-0.118	-0.100	-0.075	-0.043	-0.003	0.048	0.014	0.000
0.9	-0.207	-0.205	-0.199	-0.189	-0.174	-0.154	-0.127	-0.092	-0.046	0.016	0.000
1.0	-0.273	-0.272	-0.268	-0.260	-0.249	-0.233	-0.211	-0.181	-0.140	-0.083	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $\epsilon = 6$

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	1.190	1.17	1.135	1.074	0.999	0.919	0.844	0.795	0.813	0.983	1.450
0.2	1.152	1.134	1.090	1.029	0.968	0.917	0.880	0.860	0.875	1.004	1.447
0.3	1.054	1.045	1.020	0.987	0.953	0.923	0.898	0.886	0.918	1.094	1.638
0.4	0.924	0.926	0.931	0.936	0.934	0.920	0.897	0.888	0.958	1.245	1.985
0.5	0.817	0.820	0.829	0.845	0.867	0.895	0.930	0.984	1.097	1.377	2.064
0.6	0.703	0.706	0.718	0.743	0.786	0.847	0.922	1.017	1.185	1.576	2.532
0.7	0.592	0.593	0.604	0.634	0.693	0.785	0.904	1.056	1.293	1.796	2.986
0.8	0.456	0.465	0.494	0.543	0.617	0.719	0.862	1.072	1.420	2.062	3.324
0.9	0.338	0.348	0.381	0.438	0.524	0.648	0.824	1.089	1.524	2.313	3.831
1.0	0.217	0.230	0.268	0.334	0.433	0.577	0.784	1.102	1.626	2.566	4.346

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIE TOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.882	-0.766	-0.655	-0.552	-0.456	-0.368	-0.286	-0.206	-0.118	0.000
0.2	0.000	0.115	-0.774	-0.668	-0.568	-0.474	-0.384	-0.297	-0.211	-0.119	0.000
0.3	0.000	0.105	0.208	-0.691	-0.594	-0.500	-0.409	-0.320	-0.231	-0.132	0.000
0.4	0.000	0.092	0.185	0.279	-0.628	-0.535	-0.444	-0.355	-0.264	-0.156	0.000
0.5	0.000	0.082	0.164	0.248	0.333	-0.579	-0.487	-0.392	-0.289	-0.167	0.000
0.6	0.000	0.070	0.142	0.214	0.291	0.372	-0.539	-0.443	-0.334	-0.199	0.000
0.7	0.000	0.059	0.119	0.181	0.247	0.320	0.405	-0.498	-0.382	-0.231	0.000
0.8	0.000	0.046	0.094	0.145	0.203	0.270	0.348	0.444	-0.433	-0.282	0.000
0.9	0.000	0.034	0.070	0.111	0.159	0.217	0.290	0.385	0.514	-0.299	0.000
1.0	0.000	0.022	0.047	0.077	0.115	0.165	0.232	0.325	0.459	0.664	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.379	0.385	0.303	0.232	0.171	0.121	0.080	0.047	0.023	0.006	0.000
0.2	0.288	0.294	0.311	0.239	0.177	0.125	0.082	0.048	0.023	0.006	0.000
0.3	0.207	0.212	0.228	0.254	0.190	0.135	0.089	0.053	0.025	0.007	0.000
0.4	0.133	0.133	0.152	0.175	0.208	0.150	0.101	0.061	0.030	0.008	0.000
0.5	0.060	0.064	0.076	0.097	0.126	0.163	0.110	0.066	0.032	0.009	0.000
0.6	0.006	-0.002	0.008	0.026	0.051	0.084	0.126	0.077	0.038	0.011	0.000
0.7	-0.070	-0.07	0.053	0.043	-0.022	0.006	0.042	0.088	0.044	0.013	0.000
0.8	-0.133	-0.11	0.124	0.112	-0.095	-0.071	-0.040	-0.001	0.049	0.014	0.000
0.9	-0.195	-0.164	0.188	0.179	-0.164	0.147	0.122	0.083	0.044	0.016	0.000
1.0	-0.257	-0.206	0.253	0.247	-0.237	0.223	0.204	0.176	-0.137	0.082	0.000

$t=7$

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	1.250	1.233	1.186	1.115	1.027	0.932	0.839	0.769	0.763	0.901	1.322
0.2	1.208	1.189	1.136	1.065	0.972	0.930	0.881	0.844	0.833	0.923	1.314
0.3	1.097	1.087	1.057	1.018	0.977	0.938	0.902	0.873	0.880	1.022	1.526
0.4	0.951	0.953	0.958	0.962	0.957	0.937	0.901	0.874	0.923	1.189	1.914
0.5	0.832	0.835	0.844	0.860	0.882	0.909	0.940	0.984	1.080	1.336	1.990
0.6	0.706	0.709	0.721	0.747	0.792	0.856	0.930	1.021	1.177	1.555	2.515
0.7	0.583	0.585	0.594	0.625	0.688	0.786	0.911	1.063	1.297	1.800	3.022
0.8	0.433	0.443	0.473	0.526	0.604	0.713	0.862	1.080	1.438	2.097	3.392
0.9	0.302	0.313	0.348	0.409	0.501	0.632	0.819	1.097	1.554	2.377	3.956
1.0	0.170	0.183	0.223	0.294	0.399	0.552	0.773	1.110	1.666	2.659	4.534

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIE TOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.876	-0.754	-0.639	-0.532	-0.434	-0.345	-0.265	-0.190	-0.108	0.000
0.2	0.000	0.120	-0.763	-0.653	-0.550	-0.455	-0.364	-0.278	-0.194	-0.108	0.000
0.3	0.000	0.109	0.217	-0.679	-0.580	-0.484	-0.392	-0.303	-0.216	-0.123	0.000
0.4	0.000	0.095	0.191	-0.287	-0.617	-0.522	-0.430	-0.342	-0.253	-0.150	0.000
0.5	0.000	0.083	0.167	0.252	-0.339	-0.571	-0.479	-0.383	-0.280	-0.161	0.000
0.6	0.000	0.071	0.142	0.215	0.292	-0.374	-0.536	-0.439	-0.330	-0.196	0.000
0.7	0.000	0.058	0.117	0.178	0.243	0.317	-0.401	-0.500	-0.383	-0.232	0.000
0.8	0.000	0.044	0.089	0.139	0.195	0.261	0.339	0.435	-0.440	-0.267	0.000
0.9	0.000	0.031	0.063	0.101	0.146	0.203	0.274	0.369	0.500	-0.308	0.000
1.0	0.000	0.017	0.038	0.063	0.097	0.145	0.210	0.303	0.439	0.650	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.364	0.371	0.289	0.220	0.161	0.113	0.074	0.043	0.021	0.006	0.000
0.2	0.275	0.281	0.299	0.228	0.168	0.117	0.077	0.045	0.021	0.006	0.000
0.3	0.196	0.201	0.217	0.244	0.181	0.128	0.084	0.050	0.024	0.007	0.000
0.4	0.125	0.130	0.144	0.168	0.201	0.144	0.097	0.059	0.028	0.008	0.000
0.5	0.054	0.058	0.071	0.092	0.121	0.160	0.107	0.064	0.031	0.009	0.000
0.6	-0.008	-0.004	0.006	0.024	0.050	0.083	0.125	0.076	0.037	0.011	0.000
0.7	-0.068	-0.065	-0.056	-0.041	-0.020	0.007	0.043	0.088	0.044	0.013	0.000
0.8	-0.127	-0.125	-0.118	-0.107	-0.090	-0.068	-0.038	0.001	0.050	0.014	0.000
0.9	-0.185	-0.183	-0.179	-0.171	-0.158	-0.141	-0.117	-0.085	-0.042	0.017	0.000
1.0	-0.243	-0.242	-0.239	-0.234	-0.226	-0.214	-0.197	-0.171	-0.135	-0.081	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $t=8$.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	1.305	1.287	1.234	1.153	1.053	0.943	0.834	0.744	0.716	0.827	1.210
0.2	1.260	1.237	1.178	1.096	1.014	0.941	0.882	0.829	0.795	0.850	1.196
0.3	1.137	1.125	1.091	1.046	0.999	0.952	0.906	0.861	0.845	0.957	1.426
0.4	0.975	0.977	0.983	0.987	0.979	0.952	0.905	0.861	0.890	1.139	1.852
0.5	0.845	0.848	0.857	0.874	0.897	0.923	0.950	0.985	1.065	1.297	1.923
0.6	0.708	0.711	0.723	0.750	0.798	0.864	0.939	1.025	1.170	1.536	2.501
0.7	0.575	0.576	0.585	0.617	0.684	0.787	0.917	1.071	1.300	1.802	3.055
0.8	0.411	0.422	0.454	0.510	0.592	0.706	0.862	1.088	1.456	2.130	3.453
0.9	0.270	0.282	0.318	0.382	0.479	0.618	0.814	1.105	1.580	2.435	4.075
1.0	0.127	0.141	0.183	0.257	0.368	0.529	0.762	1.117	1.702	2.744	4.706

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIE TOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.870	-0.744	-0.624	-0.514	-0.414	-0.325	-0.247	-0.174	-0.099	0.000
0.2	0.000	0.125	-0.754	-0.640	-0.535	-0.437	-0.346	-0.260	-0.179	-0.098	0.000
0.3	0.000	0.113	0.224	-0.669	-0.567	-0.469	-0.376	-0.288	-0.203	-0.115	0.000
0.4	0.000	0.098	0.196	0.294	-0.607	-0.511	-0.418	-0.330	-0.243	-0.144	0.000
0.5	0.000	0.085	0.170	0.256	0.345	-0.554	-0.471	-0.374	-0.272	-0.156	0.000
0.6	0.000	0.071	0.143	0.216	0.293	0.376	-0.534	-0.436	-0.327	-0.194	0.000
0.7	0.000	0.058	0.116	0.175	0.240	0.313	0.398	-0.502	-0.385	-0.234	0.000
0.8	0.000	0.041	0.085	0.133	0.188	0.253	0.331	0.427	-0.447	-0.272	0.000
0.9	0.000	0.027	0.057	0.092	0.135	0.189	0.260	0.355	0.487	-0.316	0.000
1.0	0.000	0.013	0.029	0.051	0.082	0.126	0.190	0.283	0.421	0.638	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.351	0.358	0.277	0.209	0.152	0.105	0.069	0.040	0.019	0.005	0.000
0.2	0.262	0.269	0.287	0.218	0.159	0.110	0.071	0.041	0.019	0.005	0.000
0.3	0.185	0.191	0.208	0.235	0.174	0.122	0.080	0.047	0.022	0.006	0.000
0.4	0.117	0.122	0.137	0.161	0.196	0.140	0.093	0.056	0.027	0.008	0.000
0.5	0.049	0.053	0.066	0.087	0.117	0.156	0.105	0.062	0.030	0.008	0.000
0.6	-0.009	-0.006	0.005	0.023	0.048	0.082	0.124	0.075	0.037	0.011	0.000
0.7	-0.066	-0.063	-0.054	-0.040	-0.019	0.008	0.044	0.089	0.044	0.013	0.000
0.8	-0.121	-0.119	-0.113	-0.102	-0.086	-0.064	-0.035	0.002	0.051	0.015	0.000
0.9	-0.176	-0.174	-0.170	-0.163	-0.151	-0.135	-0.113	-0.082	0.041	0.017	0.000
1.0	-0.230	-0.229	-0.227	-0.223	-0.216	-0.206	-0.190	-0.167	0.132	-0.080	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIEATOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	1.353	1.336	1.277	1.187	1.076	0.933	0.828	0.721	0.673	0.741	1.110
0.2	1.307	1.292	1.216	1.115	1.003	0.853	0.882	0.816	0.760	0.783	1.089
0.3	1.173	1.159	1.122	1.073	1.018	0.963	0.909	0.850	0.814	0.897	1.336
0.4	0.996	0.999	1.006	1.009	1.000	0.967	0.909	0.848	0.859	1.092	1.798
0.5	0.856	0.859	0.867	0.887	0.910	0.935	0.959	0.986	1.052	1.262	1.862
0.6	0.710	0.713	0.725	0.750	0.804	0.872	0.948	1.029	1.163	1.518	2.408
0.7	0.560	0.569	0.577	0.610	0.660	0.739	0.824	1.078	1.303	1.804	3.087
0.8	0.392	0.403	0.436	0.495	0.582	0.701	0.862	1.095	1.471	1.59	3.509
0.9	0.241	0.254	0.291	0.358	0.460	0.604	0.809	1.112	1.605	2.408	4.181
1.0	0.089	0.103	0.147	0.224	0.340	0.503	0.751	1.129	1.735	2.822	4.863

t = 9

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIEATOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	0.865	-0.734	-0.511	-0.497	0.396	-0.707	-0.230	-0.161	-0.091	0.000
0.2	0.000	0.130	-0.745	-0.523	-0.520	-0.421	-0.329	-0.244	-0.166	-0.090	0.000
0.3	0.000	0.117	-0.231	-0.659	-0.555	-0.453	-0.332	-0.274	-0.191	-0.107	0.000
0.4	0.000	0.100	0.200	-0.301	-0.599	-0.500	-0.406	-0.318	-0.234	-0.139	0.000
0.5	0.000	0.006	0.172	-0.260	-0.550	-0.559	-0.463	-0.366	-0.265	-0.151	0.000
0.6	0.000	0.073	0.143	-0.217	-0.294	-0.378	-0.531	-0.432	-0.324	-0.193	0.000
0.7	0.000	0.057	0.114	-0.173	-0.237	-0.316	-0.396	-0.504	-0.386	-0.235	0.000
0.8	0.000	0.040	0.081	-0.128	-0.181	-0.245	-0.323	-0.420	-0.454	-0.276	0.000
0.9	0.000	0.025	0.052	-0.084	-0.124	-0.177	-0.247	-0.342	-0.476	-0.324	0.000
1.0	0.000	0.009	0.022	-0.040	-0.083	-0.110	-0.172	-0.264	-0.404	-0.627	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.339	0.346	0.266	0.199	0.143	0.099	0.064	0.037	0.017	0.005	0.000
0.2	0.251	0.259	0.277	0.208	0.151	0.104	0.067	0.038	0.018	0.005	0.000
0.3	0.176	0.181	0.199	0.228	0.167	0.116	0.076	0.044	0.021	0.006	0.000
0.4	0.110	0.115	0.130	0.155	0.190	0.135	0.090	0.054	0.026	0.008	0.000
0.5	0.045	0.049	0.062	0.083	0.114	0.153	0.102	0.061	0.029	0.008	0.000
0.6	-0.011	-0.007	0.003	0.021	0.047	0.080	0.123	0.074	0.037	0.010	0.000
0.7	-0.064	-0.061	-0.053	-0.038	-0.018	0.009	0.045	0.089	0.044	0.013	0.000
0.8	-0.116	-0.114	-0.108	-0.098	-0.082	-0.061	-0.033	0.004	0.052	0.015	0.000
0.9	-0.167	-0.166	-0.162	-0.155	-0.145	-0.130	-0.109	-0.080	-0.039	0.018	0.000
1.0	-0.218	-0.217	-0.212	-0.213	-0.207	-0.199	-0.185	-0.163	-0.130	-0.080	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $\lambda = 10$.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	1.404	1.381	1.317	1.219	1.097	0.961	0.822	0.699	0.632	0.700	1.021
0.2	1.351	1.324	1.251	1.152	1.050	0.966	0.882	0.804	0.728	0.721	0.992
0.3	1.206	1.191	1.151	1.095	1.036	0.977	0.913	0.841	0.784	0.842	1.255
0.4	1.016	1.019	1.026	1.030	1.019	0.981	0.912	0.837	0.830	1.050	1.751
0.5	0.865	0.869	0.880	0.898	0.922	0.947	0.968	0.938	1.039	1.229	1.805
0.6	0.711	0.714	0.726	0.756	0.809	0.880	0.956	1.033	1.156	1.501	2.477
0.7	0.561	0.562	0.569	0.602	0.676	0.791	0.931	1.085	1.305	1.805	3.118
0.8	0.374	0.385	0.420	0.481	0.572	0.696	0.863	1.102	1.485	1.886	3.560
0.9	0.215	0.228	0.267	0.336	0.441	0.592	0.804	1.118	1.627	2.337	4.280
1.0	0.054	0.069	0.114	0.194	0.314	0.483	0.741	1.128	1.764	2.893	5.012

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIEATOARE - T

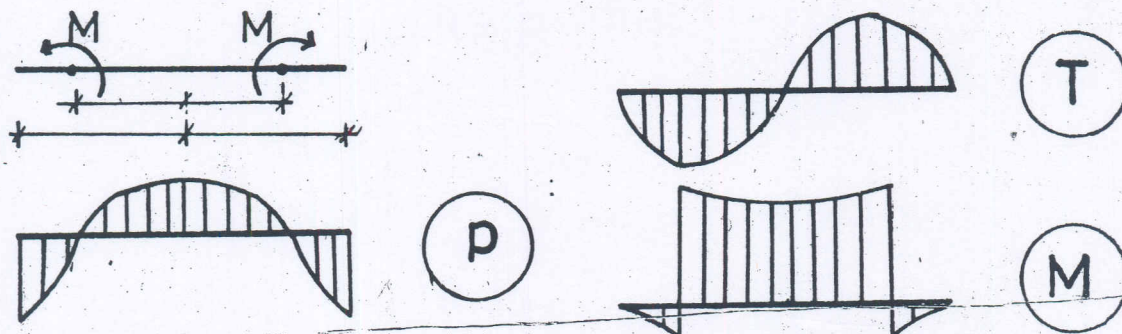
ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	0.860	0.725	0.598	0.482	0.372	0.290	0.214	-0.148	-0.083	0.000
0.2	0.000	0.134	0.737	0.617	0.506	0.406	0.314	0.230	-0.153	-0.082	0.000
0.3	0.000	0.120	0.237	0.650	-0.544	-0.443	-0.349	-0.261	-0.180	-0.100	0.000
0.4	0.000	0.102	0.204	0.307	-0.591	-0.470	-0.395	-0.308	-0.226	-0.135	0.000
0.5	0.000	0.087	0.174	0.263	0.354	-0.553	-0.457	-0.359	-0.258	-0.147	0.000
0.6	0.000	0.071	0.143	0.217	0.295	0.372	-0.522	-0.429	-0.321	-0.121	0.000
0.7	0.000	0.056	0.113	0.171	0.234	0.307	0.393	-0.506	-0.388	-0.236	0.000
0.8	0.000	0.038	0.078	0.123	0.175	0.238	0.316	0.413	-0.452	-0.279	0.000
0.9	0.000	0.022	0.046	0.076	0.118	0.166	0.235	0.330	0.445	-0.331	0.000
1.0	0.000	0.006	0.015	0.030	0.055	0.094	0.155	0.247	0.389	0.616	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.328	0.335	0.256	0.189	0.136	0.093	0.059	0.034	0.016	0.004	0.000
0.2	0.241	0.247	0.267	0.200	0.144	0.098	0.062	0.035	0.016	0.004	0.000
0.3	0.167	0.173	0.191	0.220	0.161	0.111	0.072	0.041	0.019	0.005	0.000
0.4	0.104	0.109	0.124	0.150	0.186	0.132	0.097	0.052	0.026	0.007	0.000
0.5	0.040	0.045	0.059	0.080	0.110	0.150	0.100	0.059	0.028	0.008	0.000
0.6	-0.012	-0.009	0.002	0.020	0.046	0.079	0.122	0.074	0.036	0.010	0.000
0.7	-0.062	-0.060	0.051	-0.037	0.017	0.010	0.045	0.082	0.044	0.013	0.000
0.8	-0.112	-0.110	0.104	-0.074	0.079	0.059	0.031	0.005	0.053	0.015	0.000
0.9	-0.159	-0.158	0.155	-0.149	0.132	0.125	-0.105	-0.077	0.036	0.018	0.000
1.0	-0.207	-0.206	0.205	-0.203	-0.199	-0.192	-0.179	-0.150	-0.129	0.079	0.000

TABELUL III-6

INCARCARE CU MOMENT CONCENTRAT UNITAR $M = 1$



COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $\lambda = 1$.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.093	-0.087	-0.070	-0.044	-0.017	0.004	0.008	0.000	0.005	0.093	0.382
0.2	-0.174	-0.162	-0.129	-0.082	-0.034	0.000	0.013	0.013	0.041	0.186	0.580
0.3	-0.219	-0.208	-0.178	-0.130	-0.073	-0.017	0.028	0.059	0.106	0.247	0.647
0.4	-0.245	-0.236	-0.211	-0.169	-0.112	-0.045	0.028	0.103	0.188	0.317	0.582
0.5	-0.260	-0.254	-0.235	-0.202	-0.150	-0.080	0.003	0.112	0.234	0.395	0.667
0.6	-0.266	-0.262	-0.248	-0.222	-0.179	-0.114	-0.020	0.108	0.270	0.465	0.720
0.7	-0.276	-0.271	-0.257	-0.233	-0.195	-0.138	-0.054	0.069	0.253	0.529	0.963
0.8	-0.277	-0.273	-0.261	-0.238	-0.203	-0.150	-0.071	0.050	0.240	0.554	1.099
0.9	-0.281	-0.276	-0.262	-0.237	-0.201	-0.150	-0.075	0.039	0.227	0.559	1.168
1.0	-0.280	-0.275	-0.261	-0.237	-0.201	-0.149	-0.073	0.042	0.228	0.554	1.158

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIETOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.009	-0.017	-0.023	-0.026	-0.026	-0.026	-0.025	-0.025	-0.021	0.000
0.2	0.000	-0.017	-0.032	-0.042	-0.048	-0.050	-0.049	-0.048	-0.045	-0.036	0.000
0.3	0.000	-0.022	-0.041	-0.057	-0.067	-0.071	-0.070	-0.066	-0.058	-0.042	0.000
0.4	0.000	-0.024	-0.047	-0.066	-0.080	-0.088	-0.089	-0.082	-0.068	-0.043	0.000
0.5	0.000	-0.026	-0.050	-0.072	-0.090	-0.102	-0.106	-0.100	-0.083	-0.052	0.000
0.6	0.000	-0.026	-0.052	-0.076	-0.096	-0.111	-0.118	-0.114	-0.095	-0.059	0.000
0.7	0.000	-0.027	-0.054	-0.079	-0.100	-0.117	-0.127	-0.126	-0.111	-0.073	0.000
0.8	0.000	-0.028	-0.054	-0.079	-0.102	-0.119	-0.131	-0.132	-0.118	-0.080	0.000
0.9	0.000	-0.028	-0.055	-0.080	-0.102	-0.120	-0.131	-0.133	-0.121	-0.083	0.000
1.0	0.000	-0.028	-0.055	-0.080	-0.102	-0.119	-0.131	-0.133	-0.120	-0.082	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.980	0.020	0.018	0.016	0.014	0.011	0.009	0.006	0.004	0.001	0.000
0.2	-0.963	-0.964	0.034	0.030	0.026	0.021	0.016	0.011	0.006	0.002	0.000
0.3	-0.950	-0.951	-0.954	0.041	0.035	0.028	0.021	0.014	0.008	0.002	0.000
0.4	-0.941	-0.942	-0.945	-0.951	0.042	0.033	0.024	0.016	0.008	0.002	0.000
0.5	-0.931	-0.933	-0.936	-0.943	-0.951	0.040	0.029	0.019	0.010	0.003	0.000
0.6	-0.925	-0.926	-0.930	-0.936	-0.945	-0.955	0.033	0.022	0.011	0.003	0.000
0.7	-0.918	-0.919	-0.923	-0.930	-0.939	-0.950	-0.962	0.025	0.013	0.004	0.000
0.8	-0.914	-0.916	-0.920	-0.927	-0.936	-0.947	-0.959	-0.973	0.015	0.004	0.000
0.9	-0.914	-0.915	-0.919	-0.926	-0.935	-0.946	-0.959	-0.972	-0.985	0.005	0.000
1.0	-0.914	-0.915	-0.919	-0.926	-0.935	-0.946	-0.959	-0.972	-0.985	-0.995	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $\gamma = 2$

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.176	-0.165	-0.131	-0.082	-0.026	0.011	0.018	-0.004	0.002	0.170	0.736
0.2	-0.332	-0.308	-0.243	-0.152	-0.059	0.006	0.027	0.020	0.068	0.344	1.108
0.3	-0.414	-0.394	-0.335	-0.243	-0.133	-0.025	0.056	0.111	0.192	0.461	1.225
0.4	-0.463	-0.440	-0.390	-0.317	-0.209	-0.080	0.059	0.199	0.353	0.789	1.508
0.5	-0.485	-0.477	-0.442	-0.379	-0.282	-0.149	0.019	0.215	0.441	0.737	1.533
0.6	-0.495	-0.490	-0.464	-0.416	-0.338	-0.215	0.037	0.206	0.510	0.772	1.533
0.7	-0.513	-0.505	-0.480	-0.436	-0.367	-0.262	-0.106	0.127	0.473	0.993	1.805
0.8	-0.513	-0.507	-0.485	-0.440	-0.383	-0.285	-0.138	0.086	0.447	1.042	2.073
0.9	-0.521	-0.512	-0.487	-0.443	-0.378	-0.284	-0.147	0.066	0.420	1.050	2.208
1.0	-0.519	-0.511	-0.486	-0.443	-0.378	-0.282	-0.142	0.072	0.423	1.041	2.189

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIFTOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	0.017	0.032	0.043	0.048	0.049	0.047	0.046	0.047	0.041	0.000
0.2	0.000	0.032	0.060	0.080	0.091	0.093	0.091	0.088	0.085	0.067	0.000
0.3	0.000	0.041	0.078	0.107	0.126	0.133	0.132	0.123	0.109	0.078	0.000
0.4	0.000	0.046	0.088	0.124	0.151	0.165	0.166	0.153	0.126	0.080	0.000
0.5	0.000	0.048	0.095	0.136	0.169	0.191	0.198	0.185	0.154	0.098	0.000
0.6	0.000	0.050	0.097	0.142	0.180	0.209	0.221	0.213	0.178	0.109	0.000
0.7	0.000	0.051	0.100	0.146	0.187	0.218	0.237	0.237	0.206	0.137	0.000
0.8	0.000	0.051	0.101	0.148	0.189	0.223	0.245	0.248	0.225	0.151	0.000
0.9	0.000	0.052	0.102	0.149	0.190	0.223	0.245	0.250	0.227	0.157	0.000
1.0	0.000	0.052	0.102	0.148	0.190	0.223	0.245	0.249	0.226	0.155	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIEIOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.462	0.037	0.035	0.031	0.026	0.021	0.016	0.012	0.007	0.003	0.000
0.2	-0.430	0.032	0.064	0.057	0.046	0.039	0.030	0.021	0.012	0.004	0.000
0.3	-0.406	0.028	0.091	0.077	0.065	0.052	0.039	0.026	0.014	0.005	0.000
0.4	-0.389	0.021	0.098	0.082	0.078	0.062	0.045	0.029	0.015	0.004	0.000
0.5	-0.371	0.017	0.081	0.069	0.067	0.054	0.035	0.023	0.018	0.005	0.000
0.6	-0.359	0.011	0.069	0.058	0.057	0.046	0.028	0.020	0.020	0.008	0.000
0.7	-0.346	0.008	0.056	0.046	0.045	0.035	0.024	0.048	0.025	0.008	0.000
0.8	-0.340	0.007	0.050	0.040	0.039	0.030	0.024	0.049	0.026	0.008	0.000
0.9	-0.338	0.006	0.049	0.039	0.038	0.030	0.022	0.047	0.026	0.009	0.000
1.0	-0.339	0.006	0.049	0.039	0.038	0.030	0.022	0.048	0.026	0.009	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE T = 3.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.252	-0.235	-0.186	-0.113	-0.035	0.020	0.027	-0.009	-0.008	0.235	1.067
0.2	-0.475	-0.441	-0.345	-0.211	-0.076	0.017	0.042	0.023	0.083	0.479	1.504
0.3	-0.591	-0.562	-0.476	-0.342	-0.182	-0.028	0.086	0.157	0.254	0.643	1.746
0.4	-0.658	-0.634	-0.564	-0.448	-0.292	-0.107	0.090	0.287	0.500	0.822	1.515
0.5	-0.691	-0.675	-0.626	-0.536	-0.398	-0.208	0.031	0.309	0.627	1.037	1.727
0.6	-0.700	-0.689	-0.655	-0.589	-0.479	-0.306	-0.052	0.295	0.727	1.232	1.654
0.7	-0.718	-0.708	-0.674	-0.615	-0.520	-0.374	0.154	0.176	0.668	1.405	1.549
0.8	-0.717	-0.708	-0.680	-0.628	-0.542	-0.408	-0.203	0.116	0.626	1.474	2.942
0.9	-0.727	-0.716	-0.682	-0.623	-0.534	-0.406	-0.216	0.083	0.589	1.485	3.144
1.0	-0.725	-0.714	-0.682	-0.624	-0.535	-0.403	-0.209	0.092	0.591	1.473	3.115

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIEIOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.025	-0.046	-0.061	-0.068	-0.059	-0.056	-0.065	-0.067	-0.058	0.000
0.2	0.000	-0.046	-0.086	-0.114	-0.128	-0.131	-0.127	-0.124	-0.120	-0.096	0.000
0.3	0.000	-0.058	-0.110	-0.152	-0.176	-0.184	-0.185	-0.172	-0.152	-0.111	0.000
0.4	0.000	-0.065	-0.125	-0.176	-0.214	-0.234	-0.235	-0.216	-0.177	-0.112	0.000
0.5	0.000	-0.069	-0.134	-0.192	-0.240	-0.270	-0.280	-0.263	-0.216	-0.134	0.000
0.6	0.000	-0.070	-0.137	-0.200	-0.253	-0.293	-0.312	-0.301	-0.250	-0.153	0.000
0.7	0.000	-0.071	-0.141	-0.205	-0.263	-0.308	-0.335	-0.335	-0.294	-0.193	0.000
0.8	0.000	-0.071	-0.141	-0.207	-0.265	-0.313	-0.345	-0.350	-0.315	-0.214	0.000
0.9	0.000	-0.072	-0.142	-0.208	-0.266	-0.314	-0.345	-0.353	-0.322	-0.223	0.000
1.0	0.000	-0.072	-0.142	-0.208	-0.266	-0.313	-0.344	-0.351	-0.320	-0.221	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.946	0.052	0.049	0.043	0.037	0.030	0.023	0.017	0.010	0.004	0.000
0.2	-0.901	-0.903	0.090	0.080	0.067	0.054	0.042	0.029	0.017	0.006	0.000
0.3	-0.867	-0.870	-0.879	0.108	0.091	0.073	0.054	0.036	0.020	0.006	0.000
0.4	-0.843	-0.846	-0.856	-0.871	0.110	0.087	0.063	0.041	0.021	0.006	0.000
0.5	-0.818	-0.822	-0.832	-0.848	-0.870	0.104	0.077	0.049	0.025	0.007	0.000
0.6	-0.801	-0.804	-0.815	-0.832	-0.855	-0.882	0.088	0.057	0.029	0.008	0.000
0.7	-0.783	-0.786	-0.797	-0.814	-0.838	-0.866	-0.899	0.067	0.036	0.011	0.000
0.8	-0.775	-0.778	-0.789	-0.806	-0.830	-0.859	-0.892	-0.927	0.039	0.012	0.000
0.9	-0.772	-0.776	-0.787	-0.804	-0.828	-0.857	-0.890	-0.925	-0.959	0.013	0.000
1.0	-0.773	-0.777	-0.787	-0.805	-0.829	-0.858	-0.891	-0.926	-0.960	-0.988	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE T = 4.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.321	-0.299	-0.235	-0.140	-0.039	0.032	0.037	-0.016	-0.022	0.290	1.380
0.2	-0.607	-0.561	-0.436	-0.261	-0.086	0.032	0.058	0.023	0.089	0.596	2.046
0.3	-0.752	-0.714	-0.602	-0.429	-0.222	-0.025	0.117	0.198	0.522	0.799	2.221
0.4	-0.834	-0.804	-0.714	-0.566	-0.365	-0.128	0.122	0.369	0.632	1.031	1.891
0.5	-0.871	-0.852	-0.790	-0.677	-0.502	-0.260	0.044	0.397	0.796	1.302	2.151
0.6	-0.879	-0.866	-0.824	-0.743	-0.607	-0.389	-0.065	0.377	0.924	1.553	2.303
0.7	-0.898	-0.885	-0.845	-0.773	-0.657	-0.477	-0.201	0.217	0.840	1.774	3.210
0.8	-0.894	-0.884	-0.851	-0.788	-0.685	-0.521	-0.265	0.136	0.783	1.861	3.726
0.9	-0.907	-0.893	-0.852	-0.782	-0.674	-0.518	-0.283	0.092	0.729	1.874	3.992
1.0	-0.904	-0.891	-0.852	-0.783	-0.675	-0.514	-0.273	0.105	0.735	1.858	3.955

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIETOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.031	-0.058	-0.077	-0.086	-0.086	-0.082	-0.081	-0.084	-0.075	0.000
0.2	0.000	-0.059	-0.110	-0.145	-0.162	-0.164	-0.158	-0.154	-0.151	-0.122	0.000
0.3	0.000	-0.074	-0.149	-0.192	-0.225	-0.237	-0.232	-0.216	-0.191	-0.140	0.000
0.4	0.000	-0.082	-0.159	-0.223	-0.270	-0.295	-0.295	-0.271	-0.221	-0.140	0.000
0.5	0.000	-0.086	-0.169	-0.243	-0.302	-0.341	-0.352	-0.331	-0.271	-0.168	0.000
0.6	0.000	-0.087	-0.172	-0.251	-0.319	-0.370	-0.393	-0.379	-0.314	-0.191	0.000
0.7	0.000	-0.089	-0.176	-0.257	-0.329	-0.387	-0.421	-0.422	-0.371	-0.244	0.000
0.8	0.000	-0.089	-0.178	-0.260	-0.332	-0.393	-0.433	-0.441	-0.398	-0.271	0.000
0.9	0.000	-0.090	-0.178	-0.260	-0.333	-0.393	-0.434	-0.445	-0.407	-0.282	0.000
1.0	0.000	-0.090	-0.177	-0.259	-0.333	-0.393	-0.433	-0.443	-0.404	-0.280	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.933	0.066	0.061	0.054	0.046	0.038	0.029	0.021	0.013	0.005	0.000
0.2	-0.875	-0.837	0.113	0.106	0.085	0.068	0.052	0.037	0.021	0.007	0.000
0.3	-0.833	-0.837	-0.847	0.136	0.115	0.092	0.068	0.046	0.025	0.008	0.000
0.4	-0.802	-0.806	-0.818	-0.838	0.138	0.109	0.079	0.051	0.026	0.008	0.000
0.5	-0.771	-0.775	-0.788	-0.809	-0.836	0.131	0.096	0.062	0.031	0.009	0.000
0.6	-0.750	-0.754	-0.767	-0.788	-0.817	-0.852	0.110	0.071	0.036	0.010	0.000
0.7	-0.727	-0.731	-0.745	-0.766	-0.796	-0.832	-0.872	0.085	0.045	0.013	0.000
0.8	-0.717	-0.721	-0.735	-0.756	-0.786	-0.822	-0.864	-0.908	0.049	0.015	0.000
0.9	-0.714	-0.718	-0.732	-0.754	-0.783	-0.820	-0.861	-0.906	-0.949	0.016	0.000
1.0	-0.715	-0.719	-0.733	-0.755	-0.784	-0.821	-0.862	-0.906	-0.949	-0.984	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $\gamma = 5$

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.386	-0.358	-0.279	-0.163	-0.039	0.045	0.047	-0.025	-0.041	0.337	1.677
0.2	-0.729	-0.673	-0.518	-0.303	-0.090	0.051	0.074	0.020	0.087	0.697	2.468
0.3	-0.900	-0.853	-0.717	-0.506	-0.254	-0.017	0.149	0.235	0.370	0.934	2.657
0.4	-0.995	-0.959	-0.850	-0.671	-0.429	0.144	0.155	0.446	0.751	1.212	2.221
0.5	-1.033	-1.011	-0.938	-0.804	-0.595	-0.306	0.058	0.479	0.949	1.536	2.520
0.6	-1.038	-1.023	-0.975	-0.882	-0.722	-0.464	-0.077	0.452	1.105	1.841	2.689
0.7	-1.055	-1.041	-0.996	-0.914	-0.781	-0.571	-0.246	0.251	0.995	2.105	3.803
0.8	-1.048	-1.037	-1.001	-0.931	-0.814	-0.625	0.326	0.150	0.921	2.210	4.438
0.9	-1.063	-1.048	-1.002	-0.922	-0.801	-0.621	-0.347	0.094	0.853	2.224	4.768
1.0	-1.060	-1.046	-1.002	-0.924	-0.801	-0.616	-0.335	0.110	0.861	2.205	4.722

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIETOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.038	-0.070	-0.092	-0.102	-0.101	-0.096	-0.094	-0.099	-0.090	0.000
0.2	0.000	-0.071	-0.131	-0.173	-0.192	-0.193	-0.186	-0.181	-0.178	-0.166	0.000
0.3	0.000	-0.088	-0.168	-0.229	-0.267	-0.281	-0.273	-0.254	-0.225	-0.166	0.000
0.4	0.000	-0.098	-0.189	-0.266	-0.321	-0.350	-0.350	-0.320	-0.260	-0.164	0.000
0.5	0.000	-0.103	-0.200	-0.288	-0.359	-0.404	-0.417	-0.391	-0.320	-0.197	0.000
0.6	0.000	-0.105	-0.207	-0.303	-0.378	-0.437	-0.466	-0.449	-0.372	-0.225	0.000
0.7	0.000	-0.104	-0.206	-0.303	-0.391	-0.458	-0.499	-0.500	-0.440	-0.289	0.000
0.8	0.000	-0.106	-0.209	-0.305	-0.392	-0.464	-0.513	-0.523	-0.473	-0.322	0.000
0.9	0.000	-0.105	-0.208	-0.305	-0.391	-0.463	-0.512	-0.527	-0.483	-0.336	0.000
1.0	0.000	-0.105	-0.208	-0.305	-0.391	-0.463	-0.512	-0.525	-0.479	-0.333	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.920	-0.078	0.073	0.064	0.055	0.044	0.034	0.025	0.015	0.006	0.000
0.2	-0.852	-0.056	0.134	0.118	0.100	0.081	0.062	0.043	0.025	0.009	0.000
0.3	-0.802	-0.030	-0.119	0.161	0.136	0.108	0.080	0.054	0.030	0.010	0.000
0.4	-0.765	-0.070	-0.185	-0.080	0.163	0.129	0.094	0.060	0.031	0.009	0.000
0.5	-0.729	-0.073	-0.174	-0.074	-0.083	0.155	0.114	0.073	0.037	0.011	0.000
0.6	-0.704	-0.070	-0.172	-0.072	-0.075	-0.082	0.130	0.084	0.042	0.012	0.000
0.7	-0.677	-0.082	-0.168	-0.072	-0.078	-0.080	-0.049	0.101	0.053	0.016	0.000
0.8	-0.665	-0.071	-0.166	-0.071	-0.074	-0.079	-0.039	-0.089	0.059	0.018	0.000
0.9	-0.662	-0.067	-0.163	-0.070	-0.074	-0.078	-0.035	-0.088	-0.039	0.019	0.000
1.0	-0.663	-0.068	-0.164	-0.071	-0.074	-0.078	-0.037	-0.089	-0.040	-0.091	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE T = 6.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.445	-0.413	-0.319	-0.182	-0.037	0.060	0.058	-0.036	-0.063	0.375	1.961
0.2	-0.842	-0.776	-0.593	-0.340	-0.090	0.072	0.091	0.014	0.078	0.784	2.865
0.3	-1.037	-0.982	-0.822	-0.574	-0.281	-0.008	0.181	0.268	0.409	1.051	3.059
0.4	-1.142	-1.100	-0.974	-0.766	-0.486	-0.156	0.189	0.520	0.859	1.371	2.511
0.5	-1.180	-1.154	-1.072	-0.919	-0.679	-0.346	0.074	0.550	1.089	1.746	3.023
0.6	-1.179	-1.163	-1.111	-1.008	-0.828	-0.533	-0.289	0.523	1.272	2.101	3.436
0.7	-1.194	-1.179	-1.130	-1.041	-0.894	-0.659	-0.410	0.280	1.134	2.406	5.088
0.8	-1.182	-1.171	-1.133	-1.059	-0.932	-0.722	-0.384	0.159	1.042	2.525	5.481
0.9	-1.200	-1.184	-1.134	-1.047	-0.915	-0.716	-0.410	0.091	0.960	2.541	5.427
1.0	-1.196	-1.181	-1.134	-1.050	-0.916	-0.711	-0.395	0.110	0.970	2.518	

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIEJOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.043	-0.080	-0.106	-0.117	-0.115	-0.108	-0.106	-0.113	-0.104	0.000
0.2	0.000	-0.082	-0.151	-0.198	-0.219	-0.219	-0.210	-0.204	-0.203	-0.168	0.000
0.3	0.000	-0.102	-0.193	-0.263	-0.306	-0.320	-0.310	-0.287	-0.255	-0.189	0.000
0.4	0.000	-0.113	-0.217	-0.305	-0.368	-0.400	-0.399	-0.363	-0.295	-0.186	0.000
0.5	0.000	-0.117	-0.229	-0.329	-0.410	-0.462	-0.476	-0.445	-0.363	-0.223	0.000
0.6	0.000	-0.117	-0.231	-0.338	-0.431	-0.500	-0.532	-0.512	-0.423	-0.255	0.000
0.7	0.000	-0.119	-0.235	-0.344	-0.441	-0.527	-0.568	-0.571	-0.503	-0.330	0.000
0.8	0.000	-0.118	-0.233	-0.343	-0.443	-0.527	-0.583	-0.597	-0.541	-0.369	0.000
0.9	0.000	-0.119	-0.236	-0.345	-0.444	-0.526	-0.583	-0.601	-0.553	-0.386	0.000
1.0	0.000	-0.119	-0.235	-0.345	-0.443	-0.526	-0.582	-0.595	-0.548	-0.382	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVORITOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.909	0.089	0.083	0.073	0.062	0.050	0.039	0.029	0.019	0.006	0.000
0.2	-0.832	-0.836	0.153	0.135	0.114	0.082	0.070	0.050	0.029	0.010	0.000
0.3	-0.774	-0.779	-0.794	0.183	0.154	0.123	0.091	0.061	0.034	0.011	0.000
0.4	-0.732	-0.738	-0.755	-0.781	0.185	0.146	0.106	0.068	0.035	0.010	0.000
0.5	-0.691	-0.697	-0.714	-0.742	-0.753	0.177	0.129	0.083	0.042	0.012	0.000
0.6	-0.663	-0.669	-0.686	-0.715	-0.730	-0.800	0.148	0.095	0.048	0.014	0.000
0.7	-0.632	-0.638	-0.656	-0.695	-0.724	-0.773	-0.827	0.115	0.061	0.018	0.000
0.8	-0.619	-0.625	-0.643	-0.672	-0.711	-0.760	-0.816	0.0875	0.067	0.021	0.000
0.9	-0.615	-0.621	-0.639	-0.668	-0.708	-0.756	-0.812	-0.872	-0.930	0.022	0.000
1.0	-0.617	-0.623	-0.640	-0.669	-0.709	-0.758	-0.813	-0.873	-0.931	-0.979	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE $\tau = 7$.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.501	-0.453	-0.356	-0.198	-0.032	0.077	0.069	-0.047	0.089	0.408	2.233
0.2	-0.948	-0.872	-0.662	-0.371	-0.086	0.095	0.108	0.006	0.063	0.859	3.242
0.3	-1.164	-1.101	-0.918	-0.636	-0.301	0.008	0.213	0.299	0.440	1.153	3.434
0.4	-1.278	-1.231	-1.088	-0.853	-0.536	-0.163	0.223	0.589	0.958	1.513	2.767
0.5	-1.313	-1.285	-1.194	-1.024	-0.756	-0.381	0.090	0.929	1.219	1.934	3.123
0.6	-1.306	-1.289	-1.234	-1.123	-0.925	-0.597	-0.098	0.589	1.426	2.336	3.312
0.7	-1.317	-1.301	-1.250	-1.156	-0.998	-0.740	-0.331	0.304	1.260	2.679	4.819
0.8	-1.300	-1.289	-1.251	-1.174	-1.039	-0.812	-0.441	0.161	1.150	2.813	5.686
0.9	-1.320	-1.303	-1.251	-1.160	-1.019	-0.805	-0.471	0.082	1.054	2.830	5.140
1.0	-1.316	-1.300	-1.252	-1.163	-1.020	-0.799	-0.454	0.106	1.065	2.804	6.078

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIEATOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.049	-0.090	-0.118	-0.130	-0.127	-0.118	-0.117	-0.126	-0.117	0.000
0.2	0.000	-0.092	-0.170	-0.222	-0.244	-0.243	-0.231	-0.225	-0.225	-0.188	0.000
0.3	0.000	-0.114	-0.216	-0.295	-0.342	-0.356	-0.343	-0.317	-0.282	-0.211	0.000
0.4	0.000	-0.126	-0.243	-0.341	-0.411	-0.446	-0.443	-0.402	-0.325	-0.205	0.000
0.5	0.000	-0.130	-0.255	-0.367	-0.456	-0.514	-0.529	-0.494	-0.402	-0.246	0.000
0.6	0.000	-0.130	-0.257	-0.375	-0.478	-0.556	-0.592	-0.569	-0.469	-0.281	0.000
0.7	0.000	-0.131	-0.259	-0.380	-0.488	-0.576	-0.631	-0.635	-0.560	-0.367	0.000
0.8	0.000	-0.130	-0.257	-0.379	-0.490	-0.583	-0.647	-0.664	-0.602	-0.412	0.000
0.9	0.000	-0.131	-0.259	-0.380	-0.490	-0.582	-0.647	-0.669	-0.617	-0.431	0.000
1.0	0.000	-0.131	-0.259	-0.380	-0.490	-0.581	-0.645	-0.665	-0.611	-0.427	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.899	-0.817	0.092	0.081	0.069	0.056	0.044	0.032	0.020	0.007	0.000
0.2	-0.813	-0.754	0.169	0.150	0.126	0.102	0.078	0.055	0.033	0.011	0.000
0.3	-0.702	-0.709	-0.771	0.203	0.171	0.136	0.101	0.068	0.038	0.012	0.000
0.4	-0.657	-0.663	-0.683	-0.757	0.205	0.162	0.117	0.075	0.038	0.011	0.000
0.5	-0.625	-0.632	-0.651	-0.714	-0.755	0.196	0.143	0.092	0.046	0.013	0.000
0.6	-0.592	-0.599	-0.618	-0.683	-0.726	-0.778	0.164	0.106	0.053	0.015	0.000
0.7	-0.578	-0.584	-0.604	-0.650	-0.694	-0.747	-0.808	0.128	0.068	0.020	0.000
0.8	-0.573	-0.580	-0.599	-0.636	-0.679	-0.733	-0.795	-0.861	0.075	0.023	0.000
0.9	-0.575	-0.581	-0.599	-0.631	-0.675	-0.729	-0.791	-0.857	-0.922	0.024	0.000
1.0	-0.575	-0.581	-0.601	-0.633	-0.677	-0.730	-0.792	-0.858	-0.923	-0.976	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE I = 8.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PRESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.553	-0.511	-0.390	-0.212	-0.026	0.094	0.080	-0.060	-0.113	0.435	2.496
0.2	-1.048	-0.962	-0.725	-0.397	-0.078	0.121	0.126	-0.004	0.044	0.925	3.601
0.3	-1.282	-1.212	-1.007	-0.691	-0.318	0.025	0.246	0.327	0.464	1.241	3.784
0.4	-1.404	-1.351	-1.193	-0.932	-0.580	-0.168	0.258	0.656	1.049	1.638	2.994
0.5	-1.435	-1.403	-1.306	-1.120	-0.826	-0.413	0.106	0.699	1.339	2.104	3.370
0.6	-1.421	-1.403	-1.346	-1.228	-1.014	-0.656	-0.106	0.651	1.571	2.552	3.561
0.7	-1.426	-1.410	-1.358	-1.260	-1.093	-0.816	-0.371	0.324	1.374	2.930	5.259
0.8	-1.404	-1.393	-1.356	-1.278	-1.138	-0.897	-0.497	0.160	1.246	3.077	6.238
0.9	-1.426	-1.408	-1.355	-1.261	-1.114	-0.888	-0.530	0.070	1.135	3.094	6.754
1.0	-1.421	-1.406	-1.356	-1.265	-1.116	-0.882	-0.511	0.097	1.149	3.065	6.684

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIEIOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.054	-0.100	-0.130	-0.142	-0.137	-0.127	-0.126	-0.137	-0.129	0.000
0.2	0.000	-0.102	-0.187	-0.244	-0.267	-0.264	-0.250	-0.243	-0.245	-0.207	0.000
0.3	0.000	-0.126	-0.238	-0.323	-0.374	-0.388	-0.373	-0.344	-0.308	-0.230	0.000
0.4	0.000	-0.139	-0.267	-0.374	-0.450	-0.488	-0.483	-0.437	-0.352	-0.221	0.000
0.5	0.000	-0.143	-0.279	-0.401	-0.499	-0.562	-0.578	-0.538	-0.437	-0.267	0.000
0.6	0.000	-0.142	-0.279	-0.409	-0.522	-0.607	-0.647	-0.621	-0.511	-0.305	0.000
0.7	0.000	-0.142	-0.281	-0.412	-0.530	-0.627	-0.688	-0.693	-0.612	-0.401	0.000
0.8	0.000	-0.140	-0.278	-0.410	-0.531	-0.634	-0.705	-0.725	-0.659	-0.451	0.000
0.9	0.000	-0.142	-0.281	-0.412	-0.531	-0.632	-0.704	-0.730	-0.675	-0.473	0.000
1.0	0.000	-0.142	-0.280	-0.411	-0.531	-0.632	-0.703	-0.726	-0.669	-0.468	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.839	0.108	0.100	0.089	0.075	0.061	0.048	0.035	0.022	0.008	0.000
0.2	-0.795	-0.801	0.185	0.163	0.137	0.110	0.085	0.060	0.036	0.013	0.000
0.3	-0.726	-0.732	-0.750	0.221	0.186	0.148	0.110	0.074	0.041	0.014	0.000
0.4	-0.675	-0.682	-0.703	-0.735	0.224	0.176	0.128	0.081	0.041	0.012	0.000
0.5	-0.626	-0.633	-0.654	-0.688	-0.733	0.213	0.156	0.099	0.050	0.014	0.000
0.6	-0.592	-0.594	-0.620	-0.654	-0.701	0.213	0.156	0.115	0.058	0.016	0.000
0.7	-0.556	-0.563	-0.584	-0.619	-0.666	0.213	0.156	0.140	0.074	0.022	0.000
0.8	-0.540	-0.547	-0.568	-0.603	-0.650	0.213	0.156	0.140	0.074	0.022	0.000
0.9	-0.535	-0.542	-0.564	-0.593	-0.646	0.213	0.156	0.140	0.074	0.022	0.000
1.0	-0.537	-0.544	-0.565	-0.600	-0.647	0.213	0.156	0.140	0.074	0.022	0.000

COEFICIENT DE FLEXIBILITATE T = 9.

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL PFESIUNII PE TEREN - P

ALFA	0.0	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.603	-0.556	-0.421	-0.224	-0.018	0.113	0.091	-0.073	-0.149	0.457	2.751
0.2	-1.143	-1.047	-0.783	-0.420	-0.068	0.148	0.143	-0.015	0.020	0.982	3.944
0.3	-1.393	-1.316	-1.089	-0.74	-0.330	0.045	0.279	0.352	0.482	1.316	4.114
0.4	-1.521	-1.464	-1.291	-1.005	-0.620	-0.170	0.292	0.719	1.133	1.750	3.195
0.5	-1.547	-1.515	-1.409	-1.209	-0.890	-0.441	0.124	0.765	1.452	2.258	3.587
0.6	-1.525	-1.507	-1.447	-1.324	-1.097	-0.712	0.115	0.710	1.706	2.749	3.778
0.7	-1.524	-1.507	-1.455	-1.354	-1.180	-0.888	0.411	0.341	1.779	3.161	5.062
0.8	-1.490	-1.486	-1.449	-1.373	-1.229	-0.977	0.551	0.156	1.332	3.320	6.751
0.9	-1.519	-1.502	-1.448	-1.352	-1.201	-0.966	0.588	0.055	1.206	3.338	7.327
1.0	-1.511	-1.499	-1.449	-1.357	-1.204	-0.959	0.567	0.085	1.222	3.305	7.250

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL FORTEI TAIEIOARE - T

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.059	-0.108	-0.141	-0.153	-0.147	-0.135	-0.134	-0.147	-0.141	0.000
0.2	0.000	-0.111	-0.204	-0.264	-0.288	-0.282	-0.266	-0.259	-0.263	-0.225	0.000
0.3	0.000	-0.137	-0.258	-0.350	-0.404	-0.418	-0.400	-0.368	-0.378	-0.248	0.000
0.4	0.000	-0.150	-0.289	-0.405	-0.487	-0.526	-0.520	-0.469	-0.377	-0.236	0.000
0.5	0.000	-0.154	-0.300	-0.432	-0.538	-0.606	-0.627	-0.579	-0.468	-0.285	0.000
0.6	0.000	-0.152	-0.300	-0.439	-0.561	-0.653	-0.697	-0.669	-0.549	-0.326	0.000
0.7	0.000	-0.152	-0.300	-0.441	-0.569	-0.673	-0.740	-0.746	-0.659	-0.433	0.000
0.8	0.000	-0.149	-0.296	-0.438	-0.569	-0.680	-0.758	-0.781	-0.711	-0.488	0.000
0.9	0.000	-0.151	-0.299	-0.440	-0.568	-0.677	-0.756	-0.786	-0.729	-0.513	0.000
1.0	0.000	-0.151	-0.299	-0.439	-0.568	-0.677	-0.755	-0.782	-0.722	-0.507	0.000

COEFICIENTI PENTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVNIETOR - M

ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.881	0.116	0.108	0.095	0.080	0.065	0.051	0.038	0.024	0.009	0.000
0.2	-0.780	-0.785	0.199	0.175	0.147	0.119	0.091	0.065	0.039	0.014	0.000
0.3	-0.704	-0.711	-0.731	0.238	0.200	0.159	0.118	0.079	0.044	0.015	0.000
0.4	-0.650	-0.658	-0.680	-0.715	0.240	0.189	0.137	0.087	0.044	0.013	0.000
0.5	-0.597	-0.605	-0.628	-0.665	-0.713	0.229	0.167	0.107	0.054	0.015	0.000
0.6	-0.561	-0.569	-0.591	-0.628	-0.678	-0.740	0.192	0.123	0.062	0.017	0.000
0.7	-0.523	-0.530	-0.553	-0.590	-0.641	-0.703	-0.774	0.151	0.080	0.024	0.000
0.8	-0.506	-0.514	-0.536	-0.573	-0.623	-0.686	-0.758	-0.836	0.089	0.027	0.000
0.9	-0.501	-0.508	-0.531	-0.568	-0.618	-0.681	-0.753	-0.831	-0.907	0.029	0.000
1.0	-0.503	-0.510	-0.533	-0.570	-0.620	-0.683	-0.755	-0.832	-0.908	-0.971	0.000

RECEIVED

COEFFICIENTI PER IL CALCOLO DEI FATTORI DI TRASFORMAZIONE	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
ALFA	0.123	0.127	0.131	0.135	0.139	0.143	0.147	0.151	0.155	0.159	0.163
BETA	0.163	0.167	0.171	0.175	0.179	0.183	0.187	0.191	0.195	0.199	0.203
GAMMA	0.203	0.207	0.211	0.215	0.219	0.223	0.227	0.231	0.235	0.239	0.243
DELTA	0.243	0.247	0.251	0.255	0.259	0.263	0.267	0.271	0.275	0.279	0.283
EPSILON	0.283	0.287	0.291	0.295	0.299	0.303	0.307	0.311	0.315	0.319	0.323
ZETA	0.323	0.327	0.331	0.335	0.339	0.343	0.347	0.351	0.355	0.359	0.363
ETA	0.363	0.367	0.371	0.375	0.379	0.383	0.387	0.391	0.395	0.399	0.403
THETA	0.403	0.407	0.411	0.415	0.419	0.423	0.427	0.431	0.435	0.439	0.443
IOTA	0.443	0.447	0.451	0.455	0.459	0.463	0.467	0.471	0.475	0.479	0.483
KAPPA	0.483	0.487	0.491	0.495	0.499	0.503	0.507	0.511	0.515	0.519	0.523
LAMDA	0.523	0.527	0.531	0.535	0.539	0.543	0.547	0.551	0.555	0.559	0.563
MU	0.563	0.567	0.571	0.575	0.579	0.583	0.587	0.591	0.595	0.599	0.603
NU	0.603	0.607	0.611	0.615	0.619	0.623	0.627	0.631	0.635	0.639	0.643
Xi	0.643	0.647	0.651	0.655	0.659	0.663	0.667	0.671	0.675	0.679	0.683
OMEGA	0.683	0.687	0.691	0.695	0.699	0.703	0.707	0.711	0.715	0.719	0.723

COEFFICIENTI PER TRE CALCOLO FURTO IN TAVOLARE - Y											
ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	0.000	-0.000	-0.119	-0.154	-0.163	-0.156	-0.142	-0.141	-0.157	-0.153	0.000
0.2	0.000	-0.000	-0.277	-0.370	-0.432	-0.445	-0.424	-0.439	-0.480	-0.445	0.000
0.3	0.000	-0.000	-0.311	-0.461	-0.520	-0.546	-0.554	-0.549	-0.579	-0.565	0.000
0.4	0.000	-0.000	-0.319	-0.467	-0.525	-0.546	-0.564	-0.561	-0.574	-0.545	0.000
0.5	0.000	-0.000	-0.319	-0.467	-0.525	-0.546	-0.564	-0.561	-0.574	-0.545	0.000
0.6	0.000	-0.000	-0.319	-0.467	-0.525	-0.546	-0.564	-0.561	-0.574	-0.545	0.000
0.7	0.000	-0.000	-0.319	-0.467	-0.525	-0.546	-0.564	-0.561	-0.574	-0.545	0.000
0.8	0.000	-0.000	-0.319	-0.467	-0.525	-0.546	-0.564	-0.561	-0.574	-0.545	0.000
0.9	0.000	-0.000	-0.319	-0.467	-0.525	-0.546	-0.564	-0.561	-0.574	-0.545	0.000
1.0	0.000	-0.000	-0.319	-0.467	-0.525	-0.546	-0.564	-0.561	-0.574	-0.545	0.000

COEFICIENTI F, NTRU CALCULUL MOMENTULUI INCOVOIETOR - M											
ALFA	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.1	-0.873	0.424	0.115	0.101	0.085	0.069	0.054	0.049	0.026	0.010	0.000
0.2	-0.765	-0.771	0.212	0.186	0.156	0.126	0.097	0.066	0.042	0.015	0.000
0.3	-0.685	-0.692	-0.714	0.253	0.213	0.158	0.125	0.082	0.047	0.016	0.000
0.4	-0.627	-0.635	-0.659	-0.256	-0.256	0.201	0.145	0.092	0.047	0.014	0.000
0.5	-0.571	-0.579	-0.604	-0.643	-0.695	0.244	0.177	0.113	0.057	0.016	0.000
0.6	-0.513	-0.541	-0.565	-0.604	-0.659	-0.723	0.205	0.131	0.065	0.009	0.000
0.7	-0.447	-0.500	-0.524	-0.564	-0.617	-0.684	0.759	0.161	0.085	0.005	0.000
0.8	-0.475	-0.483	-0.506	-0.545	-0.594	-0.665	-0.742	0.824	0.095	0.029	0.000
0.9	-0.469	-0.477	-0.501	-0.540	-0.594	-0.660	-0.736	-0.819	0.901	0.031	0.000
1.0	-0.471	-0.479	-0.503	-0.542	-0.596	-0.662	-0.738	-0.821	-0.902	0.969	0.000